

SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE PÓRTICOS DE BETÃO AR- MADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

MANUELA FIGUEIREDO DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURA

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

JULHO DE 2018

Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e ao meu esposo

A Sabedoria é o Trabalho Incessante do Espírito Sobre a Ciência

Camilo Castelo Branco

AGRADECIMENTOS

Chegando a fase final desta etapa, é impreterível expressar um sincero agradecimento a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para que alcançasse este objetivo.

Ao meu orientador, Professor Doutor Xavier Romão, pela disponibilidade e paciência demonstrada, pela presteza nas instruções e resolução de problemas durante a elaboração desta dissertação, que se mostraram essenciais para a sua realização.

Ao Doutor, Hossameldeen Mohamed, pelas instruções disponibilizadas e pelos dados fornecidos que auxiliaram na elaboração da dissertação.

Ao meu esposo, Luidy Sá, pelo companheirismo, apoio incondicional e motivação contante, e as minhas filhas, Larissa e Kâmia, pelo amor e atenção e motivação contínua que providenciam à minha existência.

Aos meus pais, Álvaro Garcia da Silva e Sebastiana Van-Duném da Silva, pela educação e valores transmitidos e por acreditarem em mim.

A minha família, por suportarem a minha ausência, por aturarem o meu mau humor em épocas de exames e principalmente pelo apoio e incentivo constante transmitidos no decorrer desta formação, especialmente a minha irmã, Vera França, as minha primas, Márcia Silva, Amelia Marques e Carla Costa, por estarem sempre presentes.

Aos meus amigos, Suzana Mendes e Valter Adrião, por se terem tornado a minha segunda família.

Ao colega Márcio Silva, pelo apoio e auxílio prestado na elaboração desta dissertação.

A todos os meus amigos, e em particular aos companheiros nesta jornada académica por todas as horas de estudo, por todas as peripécias caricatas vividas, que certamente ficaram na memória. Foram imprescindíveis nos bons e nos maus momentos.

RESUMO

Os pórticos de betão armado (BA) com painéis de enchimento de alvenaria (PEA) são um dos sistemas estruturais mais utilizados no mundo. No entanto, durante muitos anos, as paredes de alvenaria foram consideradas elementos não estruturais, sem influência nas análises estruturais realizadas, admitindo-se por simplificação que os resultados estariam do lado da segurança. Contudo, vários sismos causaram perdas significativas, quer em termos de vidas, quer em termos de propriedades danificadas, o que conduziu à sensibilização e ao reconhecimento da vulnerabilidade deste tipo de sistema estrutura, sobretudo devido a sua influência na rigidez e na capacidade resistente da estrutura quando sujeita a ações horizontais. As investigações neste domínio conduziram a várias estratégias de análise estrutural com o objetivo de caracterizar a interação entre o pórtico de BA e o PEA, bem como a quantificação da contribuição destes elementos no comportamento estrutural global do sistema. Os ensaios experimentais foram a primeira abordagem utilizada para entender os aspetos estruturais da interação entre os pórticos de BA e os PEA. No entanto, apesar de serem uma ferramenta que permite representar de forma realística o comportamento complexo deste tipo de estruturas sob ação sísmica, têm um elevado custo, o que torna inviável a sua utilização em grande escala. Neste contexto, foram propostas várias estratégias de análise envolvendo menor custo sem perder a exatidão dos resultados. Das estratégias propostas, destaca-se o método numérico de análise por elementos finitos (EF) refinados pela sua capacidade na representação do referido comportamento estrutural. Na presente dissertação, foi analisado o comportamento de pórticos de BA totalmente preenchidos com paredes de alvenaria sujeitos a ações laterais através desta abordagem numérica.

Para tornar mais abrangente as vantagens em utilizar modelos numéricos de EF refinados identificados em estruturas anteriores, avalia-se a capacidade desta abordagem para a representação dos modelos selecionados considerando ligeiras alterações na sua geometria, nomeadamente, com o aumento do vão da estrutura. Contudo, de modo a minimizar o elevado esforço computacional requerido nas análises, avalia-se também a adequabilidade da representação da curva de comportamento estrutural através de simulações numéricas com carregamento monotónico em alternativa às simulações numéricas com carregamento cíclico. Além disso, estabelecem-se os limites a partir dos quais se torna necessário o recurso a um novo ensaio experimental ou um novo modelo numérico de EF refinados.

Nesse contexto, numa primeira fase descreve-se a adequabilidade do recurso a simulações numéricas com modelos de elementos finitos sujeitos a carregamentos cíclicos. Esta descrição envolve modelos numéricos previamente realizados e validados quanto à capacidade de apresentar o comportamento estrutural destes sistemas estruturais. Numa segunda fase, procura-se estabelecer as relações entre as simulações numéricas com cargas cíclicas e as simulações numéricas com cargas monotónicas, de modo a esclarecer a adequabilidade do recurso a simulações numéricas com cargas monotónicas. Seguidamente, procura-se perceber as alterações associadas a parâmetros como a rigidez inicial, a força lateral máxima e a força lateral residual consoante as alterações na geometria dos modelos. Para esse fim, recorre-se a variantes dos modelos estudados, com aumentos proporcionais da largura dos respetivos vãos. Estes resultados permitirão concluir a adequabilidade do recurso a simulações numéricas monotónicas e as alterações introduzidas no comportamento global pelo aumento do vão do modelo.

PALAVRAS-CHAVE: Vulnerabilidade sísmica, painéis de alvenaria, pórticos de betão armado, modelação numérica, simulações numéricas cíclicas, simulações numéricas monotónicas, elementos finitos refinados.

ABSTRACT

Reinforced concrete frames (RC) with masonry infill are one of the most widely used structural systems in the world. However, for many years the masonry walls were considered non-structural elements, thus neglecting their influence on the structural analyses, assuming that their results would be on the safe side. However, several seismic events caused significant losses, both in terms of lives damaged properties, which led to the recognition about the vulnerability of this type of structures, especially in term of their stiffness and the capacity under horizontal loading. Esearch in this field led to several structural analysis strategies to characteriz the interaction between the RC frame and the masonry infill, as well as to quantif the contribution of these elements to the overall structural behavior of the system.

Experimental test were the first approach used to understand the structural aspects of the interaction between the RC frames and the masonry infill. However, although they are a tool that can realistically represent the complex behavior of this type of structures under seismic loading, they have a high cost, which makes their use on a large scale impracticable. In this context, several analysis strategies were proposed involving a lower cost and without losing the accuracy of the results. From the proposed strategies, the numerical method involving detailed finite element analysis (FE) modelling is highlighted due to its capacity to represent the referred structural behavior. In the present dissertation, the behaviour of RC frames with full masonry infills under lateral loading was analysed using this numerical modelling approach.

In order to generalize the advantages of previous research that involved detailed FE numerical models to represent the structural behavior of RC frames with masonry infill, the capacity of this approach is evaluated for the representation of the selected models considering slight changes in their geometry, namely, with the increase of the span of the structure. Nevertheless, in order to minimize the high computational effort required by the analyses, the adequacy of representing the structural behavior curve using numerical simulations with monotonic loading is tested, as an alternative to numerical simulations with cyclic loading. In addition, the results obtained aer also used to set the geometry limits from which it becomes necessary to use a new experimental test or a new numerical model of detailed FEs.

In this context, the first phase of the research describes the adequacy of using numerical simulations involving detailed finite element models subjected to cyclic loading. This description involves numerical models previously developed and validated regarding their ability to represent the structural behavior of these structural systems. In a second phase, the research trie to establish a relation between the results obtained from numerical simulations with cyclic loads and those obtained from numerical simulations with monotonic loads, in order to clarify the adequacy of using of numerical simulations with monotonic loads. Next, the research analyses the alterations in parameters such as the initial stiffness, the maximum lateral force and the residual lateral force, as a function of the changes in the geometry of the models. For this purpose, several variants of the original models are used, that involve a proportional increase of their span. These results will allow concluding about the adequacy of the use of monotonic numerical simulations and about the changes introduced by the increase of the spans.

KEY WORDS: Seismic vulnerability, masonry panels, reinforced concrete frames, numerical modeling, cyclic numerical simulations, monotonic numerical simulations, detailed finite elements.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract.....	v
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 NOTA INTRODUTÓRIA.....	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ESTRUTURA DA TESE	3
2 ENQUADRAMENTO GERAL DO ESTUDO.....	5
2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 MECANISMOS DE ROTURA NO PLANO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO	5
2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM MODELOS FÍSICOS	7
2.4 ABORDAGENS NUMÉRICAS	9
2.4.1 ABORDAGEM NUMÉRICA DETALHADA.....	9
2.4.1.1 Modelação de painéis de enchimento de alvenaria	9
2.4.2 ABORDAGEM NUMÉRICA SIMPLIFICADA – MODELO DE ESCORAS.....	10
2.4.2.1 Método da rigidez	11
2.4.2.2 Método da resistência	14
2.5 OBSERVAÇÕES FINAIS	16
3 DESCRIÇÃO DO ESTUDO	17
3.1 INTRODUÇÃO.....	17
3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	17
3.2.1 MODELAÇÃO DO BETÃO	19
3.2.2 MODELAÇÃO DO AÇO.....	21
3.2.3 MODELAÇÃO DO MATERIAL DE TIJOLO DE ALVENARIA.....	22
3.2.4 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE INTERFACE	22
3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS	24
3.3.1 ANÁLISE DOS ESPÉCIMES COM PEA (M2 E S) SOB CARREGAMENTO CÍCLICO	26
3.4 OBJETIVO DO ESTUDO E DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO.....	28
4 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	31
4.1 INTRODUÇÃO.....	31

4.2 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS E CÍCLICAS	32
4.2.1 SIMULAÇÕES AOS MODELOS ORIGINAIS.....	32
4.2.2 LINEARIZAÇÃO DAS CURVAS DE FORÇA-DRIFT	34
4.2.3 VALIDAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS.....	38
4.3 ANÁLISE DAS VARIANTES DOS MODELOS COM CARREGAMENTO MONOTÓNICO	40
4.3.1 RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	40
4.3.2 VARIAÇÃO ACUMULADA NAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS COM CARREGAMENTO MONOTÓNICO....	48
4.4 ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DO COMPORTAMENTO EM CARREGAMENTO CÍCLICO	50
4.4.1 METODOLOGIA PROPOSTA.....	50
4.4.2 VALIDAÇÃO DAS ESTIMATIVAS PROPOSTAS	54
4.4.3 AVALIAÇÃO DOS LIMITES DE AUMENTO DO VÃO.....	60
5 CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS	63
5.1 CONCLUSÃO	63
5.2 TRABALHOS FUTUROS	64
Referências Bibliográficas.....	66
Anexos.....	A.1
A. VALORES DAS “REAL CONSTANTS”	A.1
B. “REAL CONSTANTS” E “KEY OPTIONS” PARA ELEMENTOS DE INTERFACE	A.7

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1- Padrão de danos em pórticos de betão armado com PEA.....	2
Fig. 1.2 – Rotura de pilar curto	2
Fig. 1.3 - Colapso global da estrutura devido ao mecanismo de rotura soft-storey	3
Fig. 2.1 - Mecanismo de rotura segundo Stavridis (2009) com base em Mehrabi et al. (1994).....	6
Fig. 2.2 – Mecanismo de rotura segundo El-Dakhakhni, Elgaaly, e Hamid (2003)	6
Fig. 2.3 - Modelos contínuos para o enchimento de alvenaria (Mohamed 2016)	10
Fig. 2.4 - Escora diagonal e parâmetros relevantes (Mohamed 2016)	11
Fig. 2.5 - Variação da área efetiva carregada do painel de enchimento com o aumento dos deslocamentos laterais	14
Fig. 2.6 - Relações trilineares força-deslocamento	14
Fig. 3.1 - Esquema geral do elemento finito SOLID65 com a representação de três varões em três direções recorrendo ao “Real Constants” (Mohamed 2016)	18
Fig. 3.2 - Esquema geral da modelação numérica por elementos finitos refinados para pórticos de BA com PEA (Mohamed 2016).....	19
Fig. 3.3 - Gráfico de tensões e extensões do modelo de material CONCR em tração (Ansys 2012)....	20
Fig. 3.4 - a) Ensaio estrutural com carregamento biaxial,.....	21
Fig. 3.5 - Gráfico bilinear $\sigma - \epsilon$ do efeito Bauschinger.....	21
Fig. 3.6 - Definição do modelo CZM (Mohamed 2016)	23
Fig. 3.7 - Definição bilinear de CZM (Mohamed 2016)	24
Fig. 3.8 - Comportamento do elemento de contacto após destacamento total de acordo com a lei de fricção de Coulomb	24
Fig. 3.9 - Geometria e pormenores da disposição de armaduras dos espécimes das duas campanhas experimentais	25
Fig. 3.10 - Evolução dos carregamentos cíclicos impostos.....	26
Fig. 3.11 - Curvas de força-deslocamento obtidas dos ensaios experimentais e das simulações numéricas	27
Fig. 3.12 - Comprimento de contacto para o espécime S para diferentes drifts.	28
Fig. 4.1 - Curvas de força/drift resultantes das diferentes análises ao espécime S	33
Fig. 4.2 - Curvas de força/drift resultantes das diferentes análises ao espécime M2	33
Fig. 4.3 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica monotónica	35
Fig. 4.4 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica cíclica	35
Fig. 4.5 - Linearizações associadas ao modelo S	36
Fig. 4.6 - Linearizações associadas ao modelo M2	37
Fig. 4.7 - Linearização das curvas de comportamento das variantes do espécime S	41
Fig. 4.8 - Linearização das curvas de comportamento das variantes do espécime M2	42
Fig. 4.9 Curvas de força-drift para análise das variantes do espécime S	43
Fig. 4.10- Curvas de força-drift para análise das variantes do espécime M2.....	44
Fig. 4.11 - Variação da força lateral máxima para as diferentes análises do modelo S	45
Fig. 4.12 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo S	45
Fig. 4.13 - Variação da força lateral máxima para as diferentes análises do modelo M2	46
Fig. 4.14 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo M2	46
Fig. 4.15 - Correlações lineares para o espécime S; a) Linearidade da evolução da rigidez inicial para o espécime S; b) Linearidade da evolução da força lateral máxima para o espécime S	47
Fig. 4.16 - Correlações lineares para o espécime M2; a) Linearidade da evolução da rigidez inicial para o espécime M2; b) Linearidade da evolução da força lateral máxima para o espécime M2	48
Fig. 4.17 - Representação da estimativa proposta para variante S_25%.....	55

Fig. 4.18 - Representação da estimativa proposta para variante S_50%	55
Fig. 4.19 - Representação da estimativa proposta para variante S_75%	56
Fig. 4.20 - Representação da estimativa proposta para variante S_100%	56
Fig. 4.21 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_25%	57
Fig. 4.22 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_50%	57
Fig. 4.23 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_75%	58
Fig. 4.24 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_100%	58
Fig. 4.25 - Força lateral máxima para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas	59
Fig. 4.26 - Correlação linear da força lateral máxima para as simulações numéricas cíclicas do espécime S.....	59

Figura A.1- Representação dos elementos de armadura.....	A.1
Figura A.2 - Descrição geral do pórtico de betão armado do espécime M2, ilustrando as diferentes partes das "Real Constants" do espécime.....	A.2
Figura A.3 - "Real Constants" do espécime M2.....	A.3
Figura A.4 – “Real Constants” do espécime M2 para a ligação pilar/viga da esquerda.....	A.4
Figura A.5 – “Real Constants” do espécime M2 para a ligação pilar/viga da direita.....	A.4
Figura A.6 - Descrição geral do pórtico de betão armado do espécime S, ilustrando as diferentes partes das "Real Constants" do espécime.....	A.5
Figura A.7 - "Real Constants" do espécime S	A.6
Figura A.8 – “Real Constants” do espécime S para a ligação pilar/viga da esquerda.....	A.6
Figura A.9 – “Real Constants” do espécime S para a ligação pilar/viga da direita.....	A.6

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Outras expressões para a definição da largura da escora.....	13
Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas médias dos materiais empregues nos espécimes experimentais.....	26
Quadro 3.2 – Valores de erros absolutos entre a força lateral máxima e a máxima diferença entre modelos numéricos e experimentais	28
Quadro 3.3 - Variantes dos modelos originais M2 e S.....	29
Quadro 4.1 - Valores dos parâmetros obtidos do processo de linearização	38
Quadro 4.2 - Valores de ε_1 para os parâmetros considerados	39
Quadro 4.3 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do espécime S	46
Quadro 4.4 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do espécime M2	47
Quadro 4.5 – Variação do ε_2 associados aos diferentes parâmetros considerados.....	49
Quadro 4.6 - Valores estimados para K1 nas variantes de S através da metodologia proposta	51
Quadro 4.7 - Valores estimados para F1 nas variantes de S através da metodologia proposta.....	51
Quadro 4.8 - Valores estimados para δ_1 nas variantes de S através da metodologia proposta.....	51
Quadro 4.9 - Valores estimados para $F_{m\acute{a}x}$ nas variantes de S através da metodologia proposta	51
Quadro 4.10 - Valores estimados para $\delta_{m\acute{a}x}$ nas variantes de S através da metodologia proposta	52
Quadro 4.11 - Valores estimados para FR nas variantes de S através da metodologia proposta.....	52
Quadro 4.12 - Valores estimados para δR nas variantes de S através da metodologia proposta	52
Quadro 4.13 - Valores estimados para K1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta.....	52
Quadro 4.14 - Valores estimados para F1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta.....	53
Quadro 4.15 - Valores estimados para δ_1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta	53
Quadro 4.16 - Valores estimados para $F_{m\acute{a}x}$ nas variantes de M2 através da metodologia proposta..	53
Quadro 4.17 - Valores estimados para $\delta_{m\acute{a}x}$ nas variantes de M2 através da metodologia proposta..	53
Quadro 4.18 - Valores estimados para FR nas variantes de M2 através da metodologia proposta.....	54
Quadro 4.19 - Valores estimados para δR nas variantes de M2 através da metodologia proposta.....	54
Quadro 4.20 - Avaliação dos limites de aumento do vão do modelo S.....	61
Quadro 4.21 - Avaliação dos limites de aumento do vão do modelo M2	61
 Tabela B.1– Notações das “Real Constants”.....	A.1
Tabela B.2 - "Real Constants" para os pilares do espécime M2	A.2
Tabela B.3 - "Real Constants" para a viga do espécime M2.....	A.2
Tabela B.4 - "Real Constants" para ligações pila/viga do espécime M2	A.3
Tabela B.5 - Real Constants para os pilares do espécime S.....	A.5
Tabela B.6 - Real Constants para a viga do espécime S	A.5
Tabela B.7 - Real Constants para ligação pilar/viga do espécime S	A.5
Tabela B.1- Real Constants do elemento de interface CONTA174.....	A.7
Tabela B.2 - Key Option para o elemento de interface CONTA174	A.8

1

INTRODUÇÃO

1.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Analisando rapidamente a atividade sísmica à escala mundial, e considerando os riscos, consequências e danos causados, financeiros e humanos, como no caso do sismo de Sichuan na República Popular da China em 2008 (Ehrlich et al. 2009), o sismo de L'Áquila em Itália no ano 2009 (Kawashima et al. 2010), o sismo no Haiti em Porto Príncipe em 2010 (Jung e Hong 2017), o sismo de Lorca em Espanha no ano 2011 (Romao et al. 2013) ou o caso do ultimo sismo de Amatrice em Itália (Fiorentino et al. 2018), é indiscutível que a área da engenharia sísmica é atualmente de grande importância.

De forma geral, os edifícios de betão armado (BA) com painéis de enchimento de alvenaria (PEA), representam a maior parcela das construções existentes. Estes painéis, considerados em fase de projeto como elementos não estruturais, são usados como paredes interiores para divisão de espaços e, como paredes exteriores, são construídos, nos dias de hoje, tendo em conta uma melhor eficiência energética do edifício, (por exemplo panos parcialmente apoiados nas vigas ou lajes de suporte), aumentando, no entanto, a sua vulnerabilidade para a ações sísmicas para fora do plano. A distribuição irregular dos painéis quer em planta e/ou em altura por razões de arquitetura ou utilização do espaço pode potenciar a criação de mecanismos de rotura que podem resultar em danos extensos ou mesmo no colapso da estrutura.

É prática corrente em projetos de estruturas porticadas de BA desprezar a contribuição dos PEA, no comportamento e resposta sísmica destas estruturas, assumindo que se está do lado da segurança, e devido ao grande número de parâmetros e variáveis de que depende o comportamento dos painéis de alvenaria, pois a sua quantificação e modelação numérica apresenta-se difícil e morosa. Com efeito, as variações significativas nas propriedades dos materiais, na qualidade de construção, nas dimensões e aberturas dos painéis, tornam difícil de sistematizar o comportamento destes, no entanto, segundo experiências recolhidas em literatura sobre o assunto ((Bergami e Nuti 2015; Mehrabi et al. 1994; Shan et al. 2016) e outros) verifica-se que os PEA afetam a rigidez lateral bem como a capacidade de deslocamento da estrutura.

Segundo ensaios experimentais (Bergami 2007; Bergami e Nuti 2015; Crisafulli 1997; Kakaletsis 2009; Mehrabi et al. 1996; Pires 1990; Sigmund e Penava 2013; Stylianidis 2012), um PEA pode aumentar a rigidez lateral dum pórtico até 350% em relação à de um pórtico sem PEA, e pode reduzir o deslocamento lateral correspondente à força máxima, o que significa que pórticos de BA com PEA têm, entre outros aspetos, menos capacidade de deslocamento na fase pré-pico da resposta.

Pesquisas existentes demonstram que a distribuição irregular de paredes, em planta e/ ou ao longo da altura do edifício, pode afetar o comportamento estruturas de um edifício sujeito a carga horizontal (Mohamed 2016; Pires 1990). Além disso, evidências recolhidas de sismos anteriores mostram que os

PEA podem induzir vários mecanismos de rotura no plano e para fora do plano, devido à interação PEA/pórtico de BA.

Como pode ser visto nas figuras seguintes, a interação entre os painéis de alvenaria e os pórticos de BA leva a vários padrões de danos, que pode começar por um dano local no PEA e espalhar-se para os membros estruturais adjacentes (Fig. 1.1), pode levar a mecanismos de roturas incomuns, tal como o conhecido “rotura de pilar curto” (Varum 2003), (Fig. 1.2) e pode ainda levar a um colapso global da estrutura, como mostrado na Fig. 1.3, onde o Mecanismo de rotura desenvolveu-se devido à existência de pisos com grandes vãos, sem painéis de enchimento (soft-storey).

Logo, é notável que a existência de PEA altera, de forma geral, as características da estrutura e consequentemente os mecanismos de rotura. Portanto o desempenho real destas estruturas deve ser avaliado convenientemente. Embora haja um vasto leque de literatura sobre o assunto, nas últimas décadas, tentou-se também entender a resposta dinâmica de pórticos de BA com PEA por meio de modelos físicos e modelos numéricos.

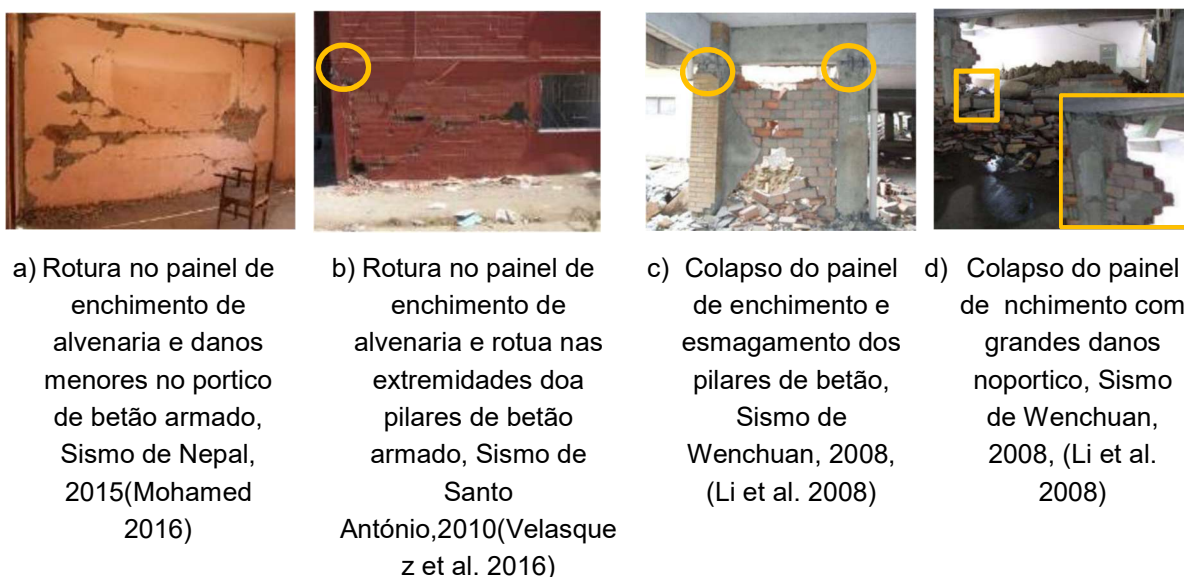


Fig. 1.1- Padrão de danos em pórticos de betão armado com PEA.

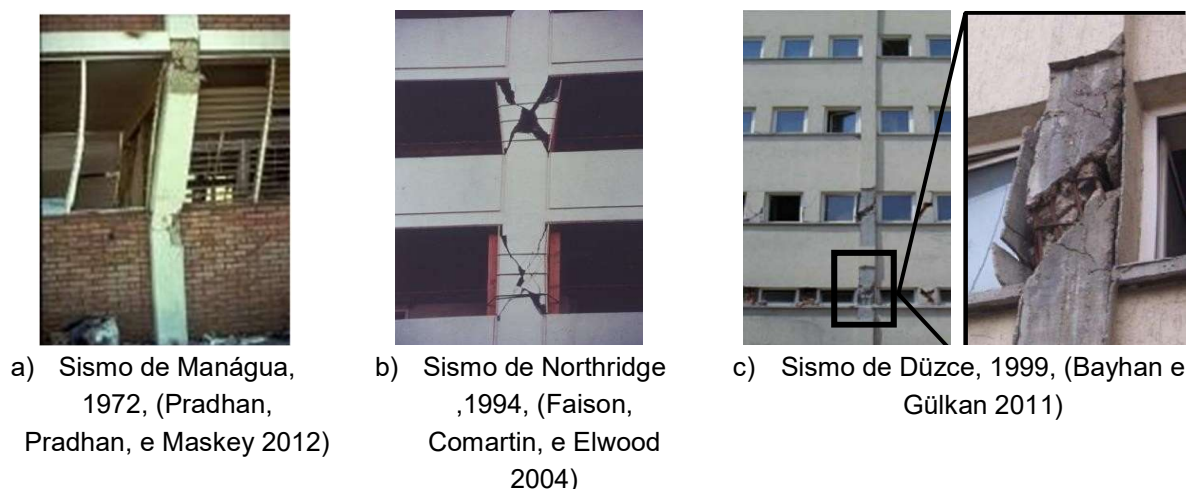


Fig. 1.2 – Rotura de pilar curto



Fig. 1.3 - Colapso global da estrutura devido ao mecanismo de rotura soft-storey

1.2 OBJETIVOS

Neste contexto o trabalho desenvolvido na presente dissertação aborda o comportamento de estruturas porticadas de betão armado preenchidas com painéis de alvenaria sujeita a ações horizontais, com incidência nos seguintes objetivos:

- Analisar a possibilidade de utilizar modelos de elementos finitos detalhados sujeitos a ações cíclicas e/ou monotónicas para prever as principais características da curva envolvente do comportamento cíclico destes sistemas estruturais.
- Analisar as alterações na curva do comportamento destas estruturas quando a sua geometria sofre alterações na sua largura.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho apresenta-se dividido em cinco capítulos, focados na perceção do comportamento estrutural do sistema objeto de estudo, a fim de obter resultados de desempenho fiáveis.

Neste contexto, o primeiro capítulo apresenta um enquadramento geral do estudo e apresenta a estrutura da tese.

No segundo capítulo faz-se uma breve revisão dos estudos desenvolvidos ao longo dos anos, que envolvem ensaios experimentais datados desde a década de 1950, fazendo referência aos modelos numéricos, de forma resumida, que têm revelado ser uma ferramenta útil e com custo reduzido para a investigação, e que requerem maior ou menor esforço computacional em função do nível de detalhe atribuído ao modelo. Este capítulo faz ainda menção aos diferentes mecanismos de rotura expectáveis neste tipo de estruturas, principalmente quando sujeitas a cargas horizontais (realçando-se a atividade sísmica) e inclui uma revisão dos dois principais procedimentos propostos para análise do comportamento estrutural destas estruturas (ensaios experimentais e abordagens numéricas). Esta descrição toma como base o comportamento dos pórticos de BA sem painéis de enchimento para melhor perceção das particularidades associadas aos mesmo quando preenchidos com painéis de alvenaria, que são o objeto desta tese.

No terceiro capítulo é feita uma descrição dos modelos físicos e dos modelos numéricos correspondentes analisados, bem como o objetivo do estudo desenvolvido e as particularidades dos carregamentos estudados, cíclico e monotónico.

O quarto capítulo aborda os resultados obtidos nas simulações dos modelos numéricos descritos no capítulo três, para o carregamento cíclico e monotónico, seguido da descrição e comparação dos resultados para os dois carregamentos.

O último capítulo apresenta conclusões referentes ao estudo realizado e considerações finais.

2

ENQUADRAMENTO GERAL DO ESTUDO

2.1 INTRODUÇÃO

Os edifícios com estrutura porticadas e painéis de enchimento em alvenaria são um dos sistemas construtivos mais comuns em toda a parte do mundo, inclusive em zonas sismicamente ativas. Apesar dos PEA serem considerados como elementos não estruturais, o seu comportamento afeta o desempenho da estrutura durante a ocorrência de um sismo.

Como base para os capítulos seguintes, o capítulo atual apresenta uma revisão de pesquisas existentes abordando o comportamento estrutural e mecanismos de rotura no plano dos painéis de alvenaria como enchimento de pórticos de betão armado, bem como uma revisão sobre estudos experimentais e analíticos produzidos para este tipo de estruturas, com referência aos pontos fortes e fracos de cada abordagem.

Os ensaios experimentais são considerados a abordagem mais realista para obter uma representação detalhada do comportamento não linear dos painéis de alvenaria como preenchimento de pórticos de BA. Dentro das várias aplicações conhecidas, podem ser usados para calibrar as propriedades dos modelos numéricos, representando o comportamento do enchimento de alvenaria. E porque a sua execução é limitada pelo custo significativo associado, existe a necessidade de se estabelecer abordagens alternativas para a obtenção de dados fidedignos para a validação dos modelos numéricos simplificados. Como exemplo, Mohamed (2016) propôs uma estratégia de modelação de elementos finitos que pode ser usada em alternativa aos ensaios experimentais.

2.2 MECANISMOS DE ROTURA NO PLANO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO

Para uma melhor perceção da resistência dos painéis de alvenaria submetidos a cargas cíclicas, convém compreender os possíveis mecanismos de rotura em pórticos de betão armado com PEA, que são influenciados pela heterogeneidade dos materiais do painel, o que faz com que haja um leque grande de diferentes mecanismos de rotura. No entanto, vários ensaios experimentais foram realizados nas últimas décadas de forma a identificar os diversos mecanismos de rotura individual dos pórticos de BA com PEA, com aberturas e sem aberturas, com vista a facilitar a análise deste tipo de estruturas. Este resumo aborda somente os aspetos mais importantes dos mecanismos de rotura dos pórticos de betão armado com painéis de alvenaria sem abertura, pois este é o sistema estrutural analisado no capítulo seguinte.

Com base em ensaios experimentais realizados em doze pórticos à escala reduzida, Mehrabi et al. (1994) identificou vinte e quatro mecanismos de rotura no plano para pórticos preenchidos. Posteriormente,

Stavridis (2009) em alternativa, caracterizou as roturas no plano de acordo a três mecanismos principais, ilustrados na figura 2.1:

- Fissura diagonal no painel de enchimento com colapso dos pilares, ou mais raramente, rótulas plásticas nos pilares. Este mecanismo de rotura ocorre geralmente em pórticos sem ductilidade com painéis de enchimento reforçados;
- Deslizamento horizontal da alvenaria com rotura por flexão ou por corte nos pilares. Este mecanismo de rotura foi observado em pórticos sem ductilidade com painéis pouco resistentes bem como em pórticos com grande ductilidade e painéis pouco resistentes;
- Esmagamento dos cantos do painel de enchimento com rotura por flexão nos pilares. Este mecanismo ocorre principalmente em pórticos de grande ductilidade com painel de enchimento forte.

Seguindo o mesmo contexto, El-Dakhkhni, Elgaaly, e Hamid (2003) realizaram uma ampla revisão da investigação experimental e analítica e classificaram os mecanismos de rotura de painéis de enchimento em cinco tipos diferentes ilustrados na Fig. 2.2.

Apesar disto, o CEB (1996) afirma que dos cinco mecanismos de rotura, somente o **CC** e o **SS** têm importância prática, e que o terceiro, **DC**, ocorre muito raramente e requer que o painel de enchimento tenha grande esbelteza para resultar em instabilidade para fora do plano, e de acordo ao EL-DAKHAKHNI (2003), a maior parte dos painéis de enchimento não tem grande esbelteza. Asteris et al. (2011) afirmou que o mecanismo **DK** envolve uma fissura diagonal comprimida no painel de enchimento e que frequentemente ocorre com o início em simultâneo do mecanismo **SS**, não deve ser considerado um mecanismo de rotura por causa da sua capacidade de transmitir carga adicional após o seu colapso, enquanto que o **FF**, que está relacionado com o colapso do pórtico através da formação de rótulas plásticas nos pilares ou na ligação viga/pilar, é de grande importância para a análise de estruturas existentes que apresentem deficiências estruturais.

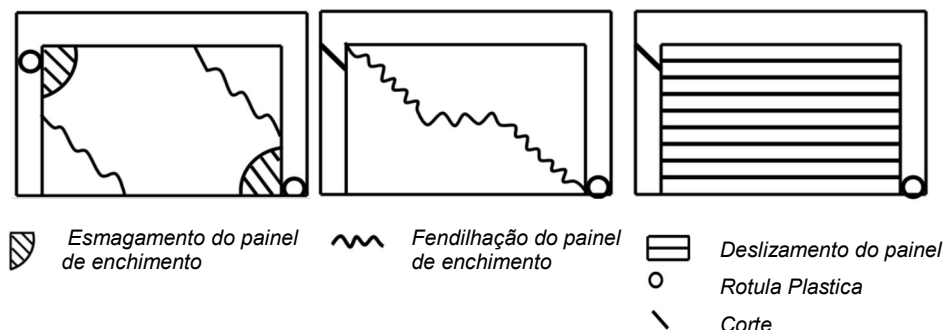


Fig. 2.1 - Mecanismo de rotura segundo Stavridis (2009) com base em Mehrabi et al. (1994)

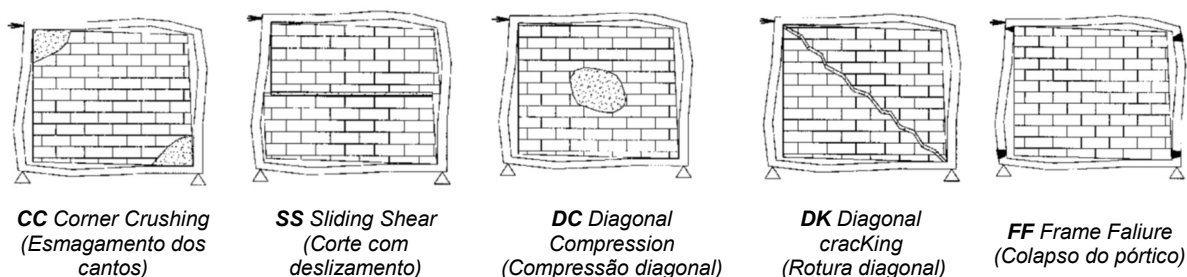


Fig. 2.2 – Mecanismo de rotura segundo El-Dakhkhni, Elgaaly, e Hamid (2003)

2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM MODELOS FÍSICOS

Sendo os ensaios experimentais em modelos físicos a base para a compreensão do comportamento, análise e modelação deste tipo de estrutura, várias pesquisas e experiências foram realizadas e documentadas, com o objetivo de estudar os vários aspetos sobre a interação entre o pórtico de BA e o painel de enchimento. No entanto esta secção aborda apenas estudos experimentais que tenham analisado a influência de PEA no comportamento de pórticos de BA focados nos modelos objeto desta tese, apresentados por ordem cronológica:

- Os primeiros estudos experimentais foram realizados por Polyakov (1956) que tentou esclarecer a interação entre os pórticos de betão armado e os PEA realizando ensaios utilizando modelos físicos, onde concluiu, principalmente, que os painéis de alvenaria funcionam como um sistema de contraventamento para o pórtico, formando uma escora de compressão. Este resultado motivou vários investigadores a usar escoras de compressão para modelar painéis de enchimento, tornando-se mais tarde uma das principais abordagens para macro modelação de painéis de enchimento, como apresentado mais adiante neste capítulo;
- Além de outros, Mainstone (1971) e (1972) também confirmaram a formação de escoras nos seus ensaios experimentais realizados a escala real. Fiorato, Sozen, e Gamble (1970) e o (Mainstone) propuseram uma equação empírica para o calculo da largura efetiva da escora em função da rigidez relativa do pórtico e do painel de enchimento e em função do comprimento diagonal do painel de enchimento. Para desenvolverem esta equação empírica, assumiram que a largura efetiva da escora é função da carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura diagonal, da espessura e do esmagamento do painel de enchimento (medidos no experimento). Mais tarde, com base em ensaios realizados com modelos à escala 1:3, representando a estrutura porticadas de betão armado de um edifício de apartamentos de onze pisos na década de 1970, Klingner e Bertero (1978) concluíram que a existência de painéis de enchimento reforçados reduz o risco de colapso incremental em comparação a um pórtico sem painel de enchimento;
- Pires (1990) testou sete modelos à escala 2:3 de pórticos de betão armado representando um piso e um só vão, seis deles preenchidos com painéis de alvenaria de tijolo e um sem qualquer preenchimento, sendo este último usado como referência para a análise dos modelos com preenchimento. O ensaio consistiu em impor deslocamentos horizontais cíclicos segundo o eixo da viga e cargas verticais no topo dos pilares, representando o efeito das cargas gravíticas. Foi considerado também a influência de alguns parâmetros, como o processo de execução dos modelos, as características da alvenaria e a armadura do pórtico, no comportamento dos modelos. O estudo abordou ainda a influência do drift do mecanismo de rotura dos pórticos com painéis de enchimento.
- Mehrabi et al. (1994) testou doze espécimes à escala 1:2 com um vão e um piso, incluindo dois pórticos sem painéis de enchimento e os outros com painéis de enchimento de características diferentes em termos de materiais, processo de carregamento e armadura estrutural. Após os ensaios os pórticos foram reparados com o objetivo de estudar a eficiência do processo de reparação. Os resultados destes ensaios têm sido bastante usados por outros investigadores, para calibrar modelos numéricos devido ao vasto leque de dados disponíveis dos ensaios, inclusive dados necessários para desenvolver modelos de elementos finitos detalhados e informação experimental sobre os mecanismos de rotura. Estes ensaios confirmaram também o aumento da rigidez e da resistência do pórtico com painel de enchimentos quando comparados com os do pórtico sem preenchimento;
- Al-Chaar, Issa, e Sweeney (2002) testaram um pórtico sem painel de enchimento e quatro pórticos com painéis de enchimento, de um único piso à escala 1:2 com diferentes números de vãos e material de alvenaria, sob carregamento estático monotónico, com o objetivo de avaliar a influência do painel de enchimento de alvenaria na resistência e na rigidez dos pórticos. Eles

confirmaram o aumento significativo da rigidez e da resistência residual e final do pórtico com preenchimento comparado com o pórtico simples. Além disso, afirmaram que o aumento do número de vãos implicou um aumento da resistência e da rigidez máximas do pórtico preenchido, mas que o efeito não é linear;

- A fim de avaliar o desempenho sísmico de pórticos existentes com e sem painéis de enchimento, Pinto e Taucer (2006) realizaram uma série de ensaios pseudo dinâmicos em dois modelos à escala real de uma estrutura de quatro pisos representando estruturas existentes projetadas sem características específicas de resistência sísmica, reparados após ensaio e reensaiados. Mais uma vez foi confirmada a vulnerabilidade dos pórticos sem painéis de enchimento, e com um comportamento totalmente diferente ao comportamento do pórtico com painel de enchimento. Apesar dos painéis de enchimento aumentarem a rigidez da estrutura, favorecem a formação do mecanismo denominado de “soft storey” e podem causar rotura por esforço transversal nas zonas de ligação viga/pilar. Eles também referiram que as soluções baseadas em aparelhos de dissipação de energia e bielas, como um reforço ao esforço transversal, pode melhorar substancialmente o comportamento da estrutura e aumentar a capacidade de dissipação de energia.
- Kakaletsis (2008), (2009) realizaram uma série de ensaios em espécimes à escala 1:3 de um único piso e único vão, sob carregamento cíclico e um até um nível de drift de 4%. Os espécimes tinham alvenaria diferentes (foram usados tijolos fracos e fortes). Os espécimes com enchimento de tijolo forte exibiram melhor desempenho do que os com enchimento de tijolo fraco;
- Bergami e Nuti (2015) testaram três pórticos à escala 1:2 submetidos a carregamento cíclico lateral, um pórtico sem painel de enchimento e dois totalmente preenchidos. Eles relataram que a contribuição do painel de enchimento para o comportamento estrutural é significativa devido ao aumento da resistência e rigidez observado. Foi feita uma correlação entre o comportamento e o padrão de dano dos espécimes testados com o drift lateral em quatro faixas: até um drift de 0,25%, não houve danos e o sistema funcionou quase elasticamente, para drifts entre 0,25% à 0,35%, observaram-se danos menores no painel de enchimento, para drifts entre 0,35% à 0,60%, resistência lateral mostrou-se constante e danos no painel de enchimento são ainda reparáveis, para drifts superiores à 0,60%, o painel de enchimento foi totalmente danificado e a sua contribuição deixa de ser considerada;
- No mesmo contexto, Basha e Kaushik (2016) testaram onze espécimes à escala 1:2 com tijolos maciços e tijolos furados. Os ensaios foram realizados em duas partes: a primeira incluía oito espécimes e a segunda parte três espécimes reforçados. Eles relataram que os espécimes da primeira parte exibiram um grande aumento na rigidez, resistência e energia dissipada que variou de 7 a 10 vezes para a rigidez, 1,6 a 2,5 para a resistência e 1 a 2,3 vezes para a energia dissipada, quando comparados com os pórticos sem painéis de enchimento correspondentes. Com base nas suas observações da segunda parte do teste, concluíram que as disposições das práticas atuais não parecem impedir a ocorrência do mecanismo de rotura por esforço transversal nos pilares em pórticos de betão armado com PEA, mesmo quando se utiliza uma alvenaria leve como um pórtico robusto.

Com base nos estudos apresentados, pode-se concluir que todos estudos experimentais confirmam que a existência de painéis de enchimento num pórtico de betão armado, quaisquer que sejam as suas propriedades materiais, levam a uma maior resistência e rigidez do que a do pórtico sem painel de enchimento correspondente, reduzindo a sua ductilidade. Além disso, a maioria dos estudos referiu a formação de escoras de compressão para níveis baixos de força lateral. No entanto, para níveis superiores desta força, as contribuições das escoras diagonais diminuem e a distribuição de tensões altera-se devido ao deslizamento das juntas horizontais em diferentes locais do painel (Buonopane e White 1999).

Os estudos também relatam que os pórticos com painéis de enchimento têm maior capacidade de dissipação de energia quando comparados com os pórticos sem preenchimentos, bem como maior amortecimento, mas têm menos ductilidade (Fiorato, Sozen, e Gamble 1970; Oliveira e Lourenço 2004). No entanto, Lee e Woo (2002) afirmaram que os pórticos com painéis de enchimento têm a mesma capacidade de deformação que os pórticos sem painéis de enchimento. Com base nestes factos, o comportamento de estruturas envolvendo pórticos de betão armado com PEA pode ser visto como envolvendo aspetos diferentes daqueles analisados para pórticos sem painéis de enchimento.

Além disso, estes ensaios também mostram que a variabilidade de comportamento de pórticos com preenchidos com alvenaria, que depende, entre outros aspetos, da configuração e materiais utilizados, é difícil de materializar ou generalizar com base em dados experimentais limitados.

Finalmente, nota-se que vários espécimes dos ensaios aqui relatados foram utilizados nos procedimentos de modelação, análise e calibração desenvolvidos ao longo desta tese.

2.4 ABORDAGENS NUMÉRICAS

A semelhança da investigação experimental efetuada nas últimas décadas, foram desenvolvidos vários modelos numéricos, que tentaram replicar as características do comportamento estrutural dos pórticos de betão armado com painéis de enchimento. Nesta secção será apresentada uma breve descrição destes modelos por ordem cronológica, dividida segundo o método de modelação para a estrutura de enchimento, em duas abordagens principais: Abordagem numérica detalhada ou modelos de elementos finitos refinados, também conhecido como micro-modelos e abordagem numérica simplificada baseados no método das escoras, também conhecidos como macro-modelos.

2.4.1 ABORDAGEM NUMÉRICA DETALHADA

A variação das propriedades dos materiais, associadas às diferentes técnicas e geometria de construção dos pórticos de betão com PEA fazem com que os ensaios experimentais sejam, muitas vezes, inviáveis devido ao custo associado. Apesar disso, estes ensaios são considerados a abordagem mais realística para perceber o comportamento sísmico deste tipo de estruturas.

Com o grande crescimento da capacidade de processamento dos computadores ao longo dos anos, vários investigadores tentaram desenvolver abordagens alternativas para avaliar o comportamento sísmico deste tipo de estruturas usando modelos de elementos finitos refinados. Estes modelos (também conhecidos como micro-modelos) requerem a modelação dos elementos do pórtico (em aço ou betão armado), os tijolos da alvenaria bem como a interação entre a alvenaria e o pórtico adjacente. Os PEA têm um comportamento não linear devido à existência de materiais frágeis, como a argamassa, o que torna a modelação desta parte da estrutura muito complexa. Portanto, a parte da modelação dos painéis de alvenaria será abordada de forma particular, seguido de uma breve revisão de estudos anteriores que desenvolveram diferentes tipos de micro-modelos para estruturas com PEA, frisando as suas potencialidades e limitações.

2.4.1.1 Modelação de painéis de enchimento de alvenaria

Todas as paredes/painéis de alvenaria não reforçados têm componentes comuns: tijolos e argamassa. Dependendo do nível de refinamento da modelação, pode-se classificar a representação destes materiais

e a sua interação, em três categorias principais, nomeadamente os modelos micro-contínuos, modelos meso-contínuos e os modelos macro-contínuos, cujas configurações podem ver-se na Fig. 2.3.

Os modelos micro-contínuos, devido ao refinamento de todos os componentes da parede de alvenaria, permitem um maior rigor na captação de todos os mecanismos de rotura esperados e consequentemente na resposta estrutural do sistema. Todavia, exigem grandes quantidades de dados de entrada e elevados recursos computacionais, sendo normalmente usada apenas em espécimes de um só piso. Nestes modelos, as juntas de tijolos e argamassas são modeladas como elementos contínuos e a interação entre ambas é feita recorrendo a elementos de contacto/interface.

Os modelos meso-contínuos envolvem um nível mais baixo de detalhe e maior rapidez no cálculo da resposta estrutural. Nestes modelos, os tijolos da alvenaria são modelados através de elementos contínuos, porém as juntas de argamassa e as suas interfaces com os tijolos são modeladas em conjunto com um único elemento de interface. Os dados provenientes dos ensaios com modelos físicos demonstram que a fendilhação diagonal de painéis de enchimento ocorre geralmente através de juntas verticais e juntas horizontais. Porém, há casos em que a fendilhação ocorre verticalmente entre tijolos, possivelmente originada pelo efeito da dilatação das juntas de argamassa. Portanto, para representar este mecanismo, podem incluir-se modelos de interfaces verticais entre tijolos.

Quanto aos modelos macro-contínuos, são usados para estudos preliminares, devido ao seu baixo esforço computacional. Neste modelo o comportamento dos tijolos, da argamassa e das interfaces entre ambos é modelado com um único elemento contínuo com propriedades de materiais equivalentes.

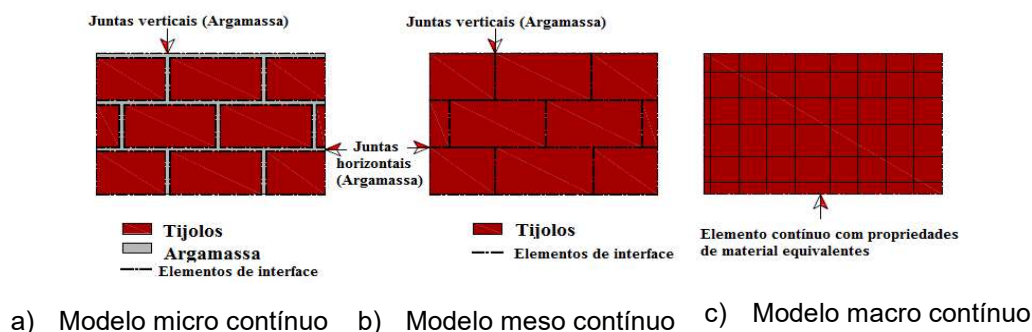


Fig. 2.3 - Modelos contínuos para o enchimento de alvenaria (Mohamed 2016)

2.4.2 ABORDAGEM NUMÉRICA SIMPLIFICADA – MODELO DE ESCORAS

Esta abordagem, já validada por estudos prévios e suportada por dados experimentais, representa uma das abordagens mais práticas para simular o comportamento de painéis de alvenaria e para avaliar a resposta do sistema estrutural.

A modelação através de elementos finitos refinados revela-se complexa devido, como referido anteriormente, à grande variedade de parâmetros e fenómenos envolvidos e à incerteza associada a estes, para além do comportamento altamente não linear revelado nesta modelação. Assim sendo, para a análise de estruturas mais complexas, recorre-se geralmente a abordagens mais simplificadas como a modelação pelo método das escoras.

Esta modelação consiste na substituição do painel de enchimento por um sistema de escoras diagonais equivalentes, definindo as propriedades das escoras (largura, número de escoras necessário e sua rigidez), como mostra a Fig. 2.4. Estas propriedades variam em função do tipo de análise (linear ou não linear) e o procedimento de carregamento do sistema estrutural (cíclico ou monotónico).

Para uma análise linear elástica, as propriedades necessárias são o módulo de elasticidade do sistema e as propriedades geométricas do mesmo (e.g. comprimento e largura da secção), já para uma análise não linear, será necessário o conhecimento detalhado das relações entre deslocamentos e forças nas escoras. Em relação ao processo de carregamento, a complexidade das propriedades das escoras, é maior no caso do carregamento cíclico em comparação ao requerido para carregamento monotónico.

O modelo de escoras pode consistir na introdução de uma única escora que liga os dois cantos carregados do pórtico ou recorrendo a um sistema de escoras múltiplas. Concluiu-se, através de vários estudos realizados com o propósito de afinar o modelo de escoras, que macro-modelos mais complexos recorrendo a um sistema com escoras adicionais e modificando as disposições das mesmas podem conduzir a melhores representações do comportamento de interação entre o painel e o pórtico adjacente. Todavia, o grau de complexidade associado a estas modelações é consideravelmente mais alto e consequentemente a sua implementação em softwares comerciais de elementos finitos é menor. Porém, os modelos de escora única demonstram ser eficientes na representação da contribuição estrutural do painel de enchimento para o comportamento global do sistema estrutural, devido à sua simplicidade, e a sua implementação em softwares comerciais de elementos finitos é facilmente adotada.

A desvantagem associada ao modelo de escora única resume-se ao facto de não permitir assegurar completamente a interação entre o painel e o pórtico envolvente, no que toca a distribuição de momentos fletores e de esforços transversos pelos elementos do pórtico (Buonopane e White 1999).

Tucker (2007) designou duas abordagens para a definição das propriedades dos modelos de escoras no plano, nomeadamente o método da rigidez que consiste em estimar a contribuição estrutural do painel de enchimento com base na formação da área de compressão ao longo do painel, e o método da resistência que estima as propriedades através da quantificação das forças laterais suportadas pela parede.

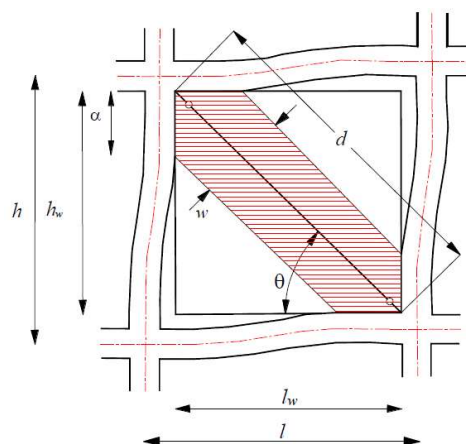


Fig. 2.4 - Escora diagonal e parâmetros relevantes (Mohamed 2016)

2.4.2.1 Método da rigidez

A abordagem através deste método passa por estabelecer as propriedades geométricas para a escora e combinar com um modelo equivalente representando o material de alvenaria, de modo a obter um elemento capaz de simular o comportamento estrutural do painel de enchimento.

As abordagens mencionadas para a definição das propriedades geométricas são variadas e serão referidas, de forma resumida e por ordem cronológica, algumas das propostas empíricas propostas. Por conseguinte, estas expressões apresentadas são frequentemente usadas devido à sua simplicidade.

Holmes (1961) adotando a sugestão de Polyakov (1956), propôs um modelo de escora linear que consiste na substituição do painel de enchimento por uma escora diagonal com o mesmo material e a mesma espessura do painel, e largura determinada pela expressão (2.1), onde d é o comprimento diagonal do painel de enchimento, como mostra a Fig. 2.4.

$$w = \frac{1}{3} d \quad (2.1)$$

Mainstone (1971); Mainstone (1974) propôs duas expressões empíricas baseando-se em ensaios em pórticos com materiais diferentes para os painéis de enchimento (tijolo e betão). A investigação mostrou quais as variáveis suscetíveis de terem uma influência significativa na contribuição estrutural do painel de enchimento para a capacidade resistente de edifícios de vários pisos, quando submetidos a uma solicitação lateral. As expressões (2.2) e (2.4) faz referência a situações em que o coeficiente λ_h assume um valor entre 4 e 5 e as expressões (2.3) e (2.5) quando λ_h é superior a 5.

$$w = 0.175 d \lambda_h^{-0.4} \quad \text{Tijolo} \quad (2.2)$$

$$w = 0.16 d \lambda_h^{-0.3} \quad \text{Tijolo} \quad (2.3)$$

$$w = 0.115 d \lambda_h^{-0.4} \quad \text{Betão} \quad (2.4)$$

$$w = 0.11 d \lambda_h^{-0.3} \quad \text{Betão} \quad (2.5)$$

$$\lambda_h = \lambda h_w \quad (2.6)$$

onde h_w é a altura do painel de enchimento e λ é a rigidez característica, dada pela expressão (2.7), (Stafford Smith e Carter 1969):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_I t \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (2.7)$$

onde E_I é o módulo de elasticidade do painel de alvenaria, EI a rigidez à flexão dos pilares, t a espessura do painel e da escora equivalente e θ a inclinação da escora diagonal (em graus).

Para alvenaria não reforçada, os modelos de escoras representam, de forma aceitável, a rigidez inicial e o comportamento do painel antes da ocorrência de fendilhação significativa nas juntas horizontais da alvenaria. Hendry (1990) relaciona a largura da escora w , com os comprimentos de contacto através da expressão:

$$w = 0.5 \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} \quad (2.8)$$

onde α_h e α_l são os comprimentos de contacto vertical e horizontal entre o pórtico e a alvenaria, respetivamente, dados por:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4(EI)^* h_w}{E_I t \sin 2\theta}} \quad (2.9)$$

$$\alpha_l = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4(EI)^* l_w}{E_I t \sin}} \quad (2.10)$$

onde $(EI)^*$ nas equações (2.9) e (2.10) é a rigidez à flexão dos pilares e vigas, respetivamente e l_w é a largura do painel de enchimento, os demais termos envolvidos são os mesmos definidos na expressão (2.7).

Outros investigadores apresentaram diferentes abordagens, através de expressões empíricas para quantificação da largura da escora diagonal equivalente, apresentadas no Quadro 2.1 de forma sintetizada.

Quadro 2.1 - Outras expressões para a definição da largura da escora

Referencia	Expressão empírica	Notas adicionais
Te-Chang e Kwok-Hung (1984)	$w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}}$	θ varia entre $25^\circ \sim 50^\circ$
<i>Painel não fendilhado:</i>		
Decanini e Fantin (1986)	$w = \begin{cases} \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d & \text{se } \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d & \text{se } \lambda_h > 7.85 \end{cases}$	
	<i>Painel fendilhado:</i>	
	$w = \begin{cases} \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) d & \text{se } \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) d & \text{se } \lambda_h > 7.85 \end{cases}$	
Moghaddam e Dowling (1988)	$w = \frac{1}{6} d$	
Paulay e Priestley (1992)	$w = \frac{1}{4} d$	
Durrani e Luo (1994)	$w = \gamma d \sin(2\theta)$	E_b e E_c – Módulos de elasticidade da viga e pilar respetivamente
	$\gamma = 0.32 \left[\frac{h^4 E_w t_w}{m E_c I_c h_w} \right]^{-0.1} \left[\sqrt{\sin(2\theta)} \right]$	I_b e I_c – Momentos de inercia da viga e pilar, respetivamente
	$m = 6 \left(1 + \frac{6 E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right)$	L – Comprimento da viga

Estudos que analisaram os procedimentos baseados na rigidez concluíram que o princípio de que um painel de enchimento funciona como um elemento de área constante sujeito a cargas de compressão ao longo do seu histórico de carregamento, conduz a erros consideráveis na estimativa prévia da capacidade resistente lateral máxima e da rigidez inicial do painel (Stafford Smith e Carter 1969; Crisafulli 1997; 2007). Este erro é originado pela incapacidade de ter em conta as mudanças de geometria da área

carregada do painel de alvenaria ao longo do carregamento. Assim, com recurso a simulações numéricas foi possível testar as expressões aqui referidas e os resultados apontam a decréscimo da área da escora quando os deslocamentos laterais aumentam (Mohamed 2016), e esta redução da área de compressão está relacionada com a redução do comprimento de contacto entre o painel de enchimento e o pórtico envolvente, como ilustra a Fig. 2.5.

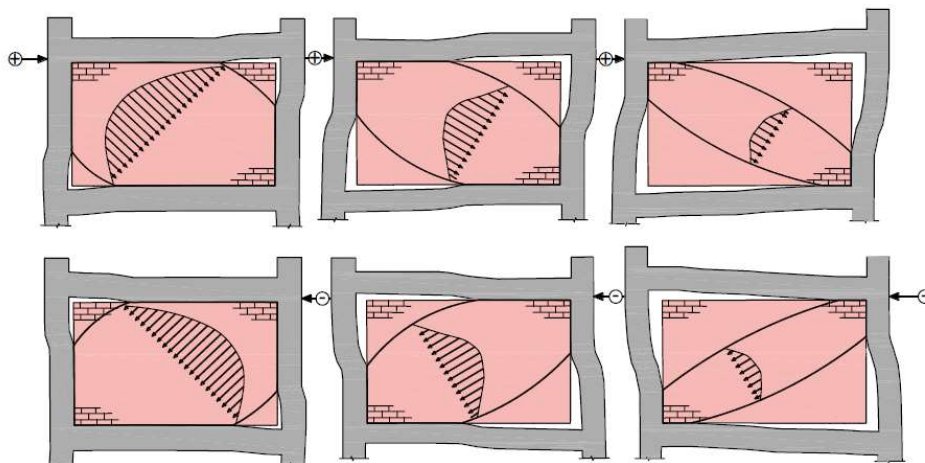


Fig. 2.5 - Variação da área efetiva carregada do painel de enchimento com o aumento dos deslocamentos laterais

2.4.2.2 Método da resistência

Este método, ao contrário do método da rigidez, estabelece diretamente uma relação força-deslocamento que representa o comportamento do painel de enchimento sob carregamento lateral, e associa tal relação à área da escora. Por conseguinte, existem vários procedimentos empíricos que representam esta relação (força-deslocamento) e que vêm sendo aperfeiçoados com o passar dos anos.

Destacam-se neste trabalho as relações trilineares apontadas por alguns investigadores que propuseram uma descrição completa das relações entre forças e deslocamentos usando expressões explícitas, facto que levou vários investigadores a usar esses modelos para o estudo da análise deste tipo de estruturas.

Bertoldi, Decanini, e Gavarini (1993); Dolšek e Fajfar (2008); Panagiotakos e Fardis (1994) propuseram as relações trilineares entre a força e deslocamento ilustrado na Fig. 2.6, que descrevem a evolução da força lateral que o painel de enchimento pode suportar e os correspondentes deslocamentos. As expressões que definem estas relações trilineares são baseadas em análises de regressão ou adotam e combinam expressões previamente existentes para uma representação mais realística.

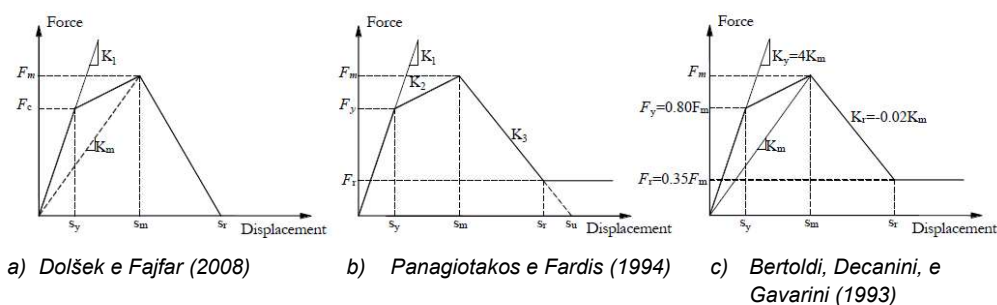


Fig. 2.6 - Relações trilineares força-deslocamento

Dolšek e Fajfar (2008) definem a força máxima (F_m) e a rigidez inicial (K_1) através da expressão (2.11) e (2.12), onde f_{tp} é a resistência à tração do painel a ser avaliado por um ensaio de compressão diagonal e G_w é o módulo de elasticidade transversal do painel de enchimento. Caso não haja dados experimentais disponíveis, as expressões (2.13) e (2.14) (Crisafulli 1997), são usadas para a avaliação destes parâmetros, sendo o E_m o módulo de elasticidade do painel de enchimento. É também assumido que o rácio entre a força máxima e a força de fendilhação é de 0.6 e o drift S_m/L_d correspondente à força máxima é de 0.2% (L_d é o comprimento diagonal do painel de enchimento). A força residual é zero, o drift correspondente S_r/L_d é de 1% e f'_m é a resistência a compressão da alvenaria em MPa.

$$F_m = 0.818 \frac{L_w t_w f_{tp}}{C_1} \left(1 + \sqrt{C_1^2 + 1} \right); \text{ onde } C_1 = 1.925 \frac{L_w}{h_w} \quad (2.11)$$

$$K_1 = \frac{G_w L_w t_w}{h_w} \quad (2.12)$$

$$f_{tp} = 0.17 \sim 0.38 \sqrt{f'_m} \quad (2.13)$$

$$G_w = 0.4 E_m \quad (2.14)$$

Panagiotakos e Fardis (1994) basearam-se em dados de ensaios cíclicos realizados em PEA à escala real para a definição das relações trilineares. A rigidez inicial também é calculada através da expressão (2.12), a força de cedência (F_y) através da expressão (2.15) e a rigidez K_2 através da expressão (2.16), onde d representa o comprimento diagonal do painel e b_w a largura da escora.

$$F_y = f_{tp} t_w L_w \quad (2.15)$$

$$K_2 = \frac{E_m b_w t_w}{d} \quad (2.16)$$

$$b_w = 0.175 d \lambda_h^{-0.40} \quad (2.17)$$

A relação trilinear proposta por Bertoldi, Decanini, e Gavarini (1993) baseia-se na análise do comportamento sísmico de dez pórticos com dois vãos e diferentes números de andares que variam de dois à vinte quatro (2 à 24) e define a rigidez inicial (K_1) como o quádruplo da rigidez media (K_m) dada pela expressão (2.18), a força máxima pela expressão (2.19), considerando a força mínima resultante de quatro hipóteses de modos de rotura do painel (esmagamento no centro do painel, esmagamento no/s canto/s, deslizamento nas juntas horizontais de argamassa e tração diagonal), em função da tensão a que ocorrem.

$$K_2 = \frac{E_m b_w t_w}{d} \cos^2 \theta \quad (2.18)$$

$$F_m = \min(\sigma_{centro}, \sigma_{canto}, \sigma_{deslizamento}, \sigma_{diagonal}) t_w b_w \quad (2.19)$$

onde as σ_{centro} , σ_{canto} , $\sigma_{deslizamento}$, $\sigma_{diagonal}$ são as tensões associadas a cada um dos modos de rotura admitidos.

Os métodos empíricos baseados na resistência são mais fidedignos na previsão da capacidade resistente lateral e na rigidez inicial do painel de enchimento. Porém, devido a variabilidade na previsão do comportamento do painel, está associada a este método alguma incerteza. Esta variabilidade conduziu a conclusões controversas nos ensaios realizados às expressões referidas, porque embora em alguns

modelos o método apresente estimativas bastantes razoáveis, em outros contata-se uma sobrestimação ou mesmo subestimação de alguns parâmetros, evidenciando a vulnerabilidade e incerteza associadas a este método (Mohamed 2016).

2.5 OBSERVAÇÕES FINAIS

Com base na resenha apresentada, pode-se constatar que a representação do comportamento estrutural de pórticos de betão armado com PEA é bastante complexa devido ao elevado número de parâmetros e fenómenos envolvidos, bem como devido as incertezas associadas a muitos destes parâmetros, mas que são validados por ensaios experimentais que fornecem resultados importantes para compreender o comportamento e analisar o comportamento destas estruturas sob carregamento sísmico.

Os ensaios contabilizaram vários aspetos estruturais deste tipo de estrutura, nomeadamente, o material do painel de enchimento, tipo de carregamento (monotónico ou cíclico) e estado dos painéis de enchimento. No entanto, a variação significativa nas propriedades dos materiais, geometria e processo construtivo, tornam a abordagem experimental em modelos físicos incapaz de simular todas as possibilidades devido aos custos associados ao procedimento.

Desta forma, os modelos numéricos detalhados são uma abordagem alternativa aos ensaios experimentais, uma vez que, segundo os estudos realizados, representam o comportamento realístico deste tipo de estruturas de forma adequada, captando a força máxima e a sua rigidez, bem como os diferentes mecanismos de rotura (esmagamento dos cantos do painel de enchimento, corte deslizante das juntas horizontais de argamassa, colapso do pórtico).

3

DESCRIÇÃO DO ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Como já referido anteriormente, a análise simplificada de pórticos de BA com PEA sujeitos a ações sísmicas pode ser realizada utilizando os modelos de escoras anteriormente descritos. No entanto, são necessários procedimentos adequados para definir os parâmetros fiáveis para esses modelos de escoras. Estes parâmetros podem ser definidos com fiabilidade suficiente através de ensaios experimentais realizados em modelos físicos. No entanto, os ensaios experimentais têm limitações, nomeadamente ao nível dos recursos económicos necessários para a sua realização, e da grande variabilidade das propriedades dos materiais dos diferentes componentes e das disposições geométricas e construtivas deste tipo de estruturas. Desta forma, uma alternativa válida e viável consiste na abordagem numérica baseada em modelos de elementos finitos refinados (micro-modelos), como a ferramenta utilizada para análise dos modelos estudados nesta dissertação.

No desenvolvimento dos modelos numéricos da presente dissertação, procurou-se equilibrar o nível de detalhe do modelo com o rigor dos resultados obtidos, tendo como objetivo minimizar o esforço computacional requerido sem perder a precisão na análise do comportamento estrutural do sistema. Neste contexto, os modelos de elementos finitos refinados foram desenvolvidos refletindo as características mais relevantes do comportamento no plano de pórticos de BA com PEA quando sujeitos a carregamento cíclico e monotónico, recorrendo para o efeito ao software comercial ANSYS (Ansys 2012) de forma a facilitar a reutilização dos modelos para estudos posteriores.

Os modelos de estudo da dissertação são variantes dos modelos M2 e S, provenientes de ensaios experimentais realizados por Pires (1990) e Kakaletsis (2008) (2009) respetivamente, nas suas investigações sobre o comportamento estrutural destas estruturas, que representam pórticos de BA com PEA. As características destes modelos serão descritas à posteriori. Neste capítulo será feita a descrição das abordagens de modelação numérica utilizada para representar a estrutura e os diferentes mecanismos de rotura associados à mesma. Os resultados da estratégia de modelação numérica estão validados quando confrontados com os dados experimentais (Mohamed 2016), como será demonstrado.

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A modelação do pórtico de BA e das componentes de alvenaria é feita recorrendo a elementos finitos sólidos de 8 nós utilizando o elemento SOLID65 disponível no ANSYS 14.5. A representação da secção transversal da viga e dos pilares e as respetivas ligações é feita através de malhas com recurso ao referido elemento finito SOLID65. As armaduras longitudinais são representadas conjuntamente nos elementos das vigas e dos pilares (em determinados elementos em função da localização real das armaduras)

através da opção “Real Constants” disponível no ANSYS 14.5, e cujos detalhes são apresentados no anexo A, sendo a capacidade de representação de armaduras longitudinais no elemento finito (EF) SOLID65 representada na Fig. 3.1. O efeito das armaduras transversais é traduzido através dum aumento do confinamento incluído no comportamento do betão em compressão, tornando assim desnecessária a sua modelação. A capacidade do EF SOLID65 para representar o betão e o aço contribui para um menor esforço computacional, pois reduz o número de tipologias de elementos presentes no modelo.

A modelação de tijolos da alvenaria é realizada tendo em conta a sua geometria real, incluindo, portanto, os vazios, de forma a representar de forma mais realística, a sua fragilidade e o contacto entre as suas superfícies. A interação entre tijolos e a interação entre os tijolos e o pórtico de BA envolvente é modelada recorrendo à combinação de elementos de contacto (CONTA174 E TARGE170) com um modelo de zona coesiva (CZM) utilizando diferentes parâmetros para simular diferentes situações de juntas de argamassa. O recurso a elementos de contacto com o modelo CZM permite capturar vários aspetos da complexa interação existente entre o PEA e o pórtico de BA envolvente. Para reduzir o número de elementos de interface necessários e o esforço computacional, a espessura das juntas de argamassa foi dividida em duas partes ligadas nos blocos de alvenaria adjacentes. A interação entre as duas partes das juntas de argamassa e os blocos de alvenaria adjacentes é definida pelas propriedades dos elementos de contacto semelhante ao de Lourenço e Rots (1997). Esta modelação está descrita com maior detalhe nas secções posteriores.

O esquema geral da abordagem de EF refinados proposto esta representado na Fig. 3.2, (Mohamed 2016).

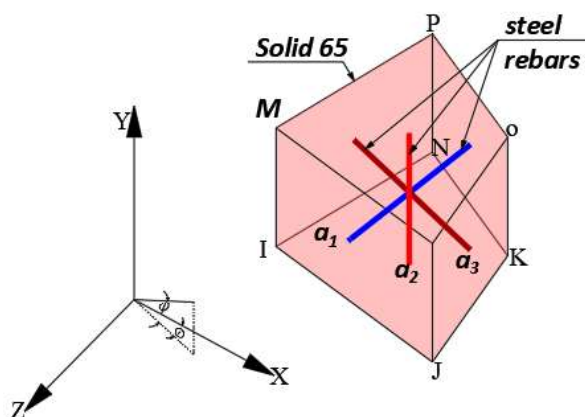


Fig. 3.1 - Esquema geral do elemento finito SOLID65 com a representação de três varões em três direções recorrendo ao “Real Constants” (Mohamed 2016)

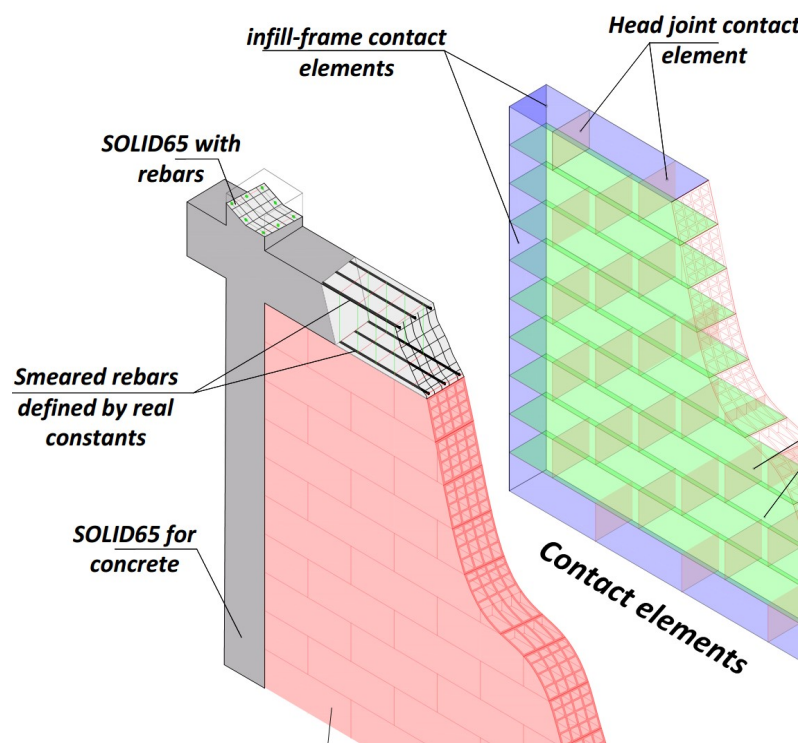


Fig. 3.2 - Esquema geral da modelação numérica por elementos finitos refinados para pórticos de BA com PEA (Mohamed 2016)

A modelação proposta é competente na captura dos mecanismos de rotura do painel de enchimento (esmagamento e rotura por tração, fendilhação e deslizamento das juntas de argamassa do painel). Quando ocorre o modo de rotura por fendilhação ou deslizamento de juntas de argamassa, o modelo numérico é capaz de simular o comportamento discreto do sistema de interface após rotura. Por outro lado, quando ocorre o modo de rotura por esmagamento e rotura por tração de um bloco de alvenaria, a divisão do tijolo (bloco de alvenaria) em blocos discretos não é contabilizada de forma a reduzir o esforço computacional requerido.

Quanto aos elementos do pórtico de BA, a presente abordagem numérica permite representar os modos de rotura por flexão. Contudo, dado que o principal objetivo desta modelação numérica caracterizar o comportamento do PEA englobando a influência do pórtico de BA envolvente e não a representação do comportamento do sistema de pórtico de BA com alvenaria, a modelação não considera a possível rotura por corte dos elementos do pórtico dado não ser considerada particularmente relevante neste contexto em que se pretende caracterizar o comportamento da estrutura para poder posteriormente extrair a curva de comportamento do painel de alvenaria seguindo uma abordagem semelhante à de Mohamed e Romao (2018a). Salienta-se ainda assim que o software comercial ANSYS apresenta limitações na representação da degradação cíclica dos materiais. Assim, os efeitos da degradação cíclica resultante do carregamento cíclico são apenas representados de modo simplificado.

3.2.1 MODELAÇÃO DO BETÃO

O modelo material do betão é definido pela tipologia do material CONCR, disponível no ANSYS. Para representar o comportamento do betão, o modelo do material CONCR foi combinado com o EF

SOLID65 que permite representar a fendilhação em tração e o esmagamento em compressão. O uso do modelo material referido, CONCR, requer a definição de 4 parâmetros: os coeficientes de corte, β_t e β_c , a resistência a tração do betão, f_t , e a resistência à compressão do betão, f_c .

Os valores dos parâmetros β_t e β_c variam de 0 a 1, onde 0 representa uma fenda sem irregularidade (com perda total da transferência de esforço transversal) e 1 uma fenda irregular (sem perda de transferência de esforço transversal), sendo estes parâmetros, responsáveis pelo controlo do esforço transversal que é transferido através de uma fenda. Na modelação presente, assume-se o parâmetro $\beta_t = 0.40$ e $\beta_c = 0.80$ (Xiaohan e Xilin 1996). Estudos indicam a existência de problemas de convergência quando o valor de β_t é inferior a 0.20 e não há mudanças significativas no uso de valores diferentes (Vijaya, Shivakumaraswamy, e Ravikiran 2014).

O modelo material CONCR tem comportamento linear até a rotura por esmagamento ou fendilhação. A Fig. 3.3 mostra a relação entre tensões e extensões ($\sigma - \epsilon$) do modelo material CONCR.

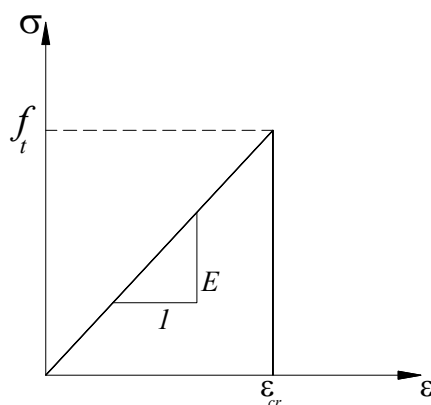


Fig. 3.3 - Gráfico de tensões e extensões do modelo de material CONCR em tração (Ansys 2012)

Para obter uma relação realística da relação não linear entre $\sigma - \epsilon$, combinou-se o modelo material CONCR com um modelo não linear. O modelo constitutivo proposto por Kent e Park (1971) e a sua versão modificada (Scott, Park, e Priestley 1982) foram utilizados para definir as curvas envolventes para o comportamento do betão confinado e não confinado quando sujeito a compressão. Os modelos apresentam uma boa relação com os dados experimentais disponíveis (Scott, Park, e Priestley 1982; Mohyeddin, Goldsworthy, e Gad 2013b) e um bom equilíbrio entre o rigor e a simplicidade do modelo (Taucer, Spacone, e Filippou 1991). O modelo de Kent-Park foi utilizado para definir um modelo material multi cinemático, MKIN, para o comportamento do betão a compressão com a capacidade de esmagamento do EF SOLID65 desativada para evitar a rotura prematura do betão (Chansawat et al. 2001) e garantir que se segue o modelo constitutivo selecionado. O coeficiente de Poisson é definido como 0.20 e o módulo de elasticidade, E , é definido de acordo com o modelo constitutivo de Kent-Park.

Para avaliar o comportamento do modelo material combinado, o modelo representado na Fig. 3.4 a) foi submetido a pressões uniformes graduais nas direções X e Y até à rotura, de forma a identificar a superfície de rotura do material combinado. A estrutura referente a este ensaio é um cubo de elementos SOLID65 com características de Kakaletsis (2009) ligado a elementos de interface suportados por duas placas fixas. O teste revelou que a superfície de rotura obtida se aproxima da superfície de rotura de Willam Warnk em todos os domínios de tensão, com exceção do domínio compressão-compressão, no qual se aproxima da superfície de rotura

proposta por Von Mises (Von Mises 1913), como mostra a Fig. 3.4 b). Este último especto ocorre em consequência da desativação de um parâmetro do modelo material CONCR que altera o comportamento do betão nesse domínio para o endurecimento do material multi-cinemático que segue a superfície de rotura de Von Mises.

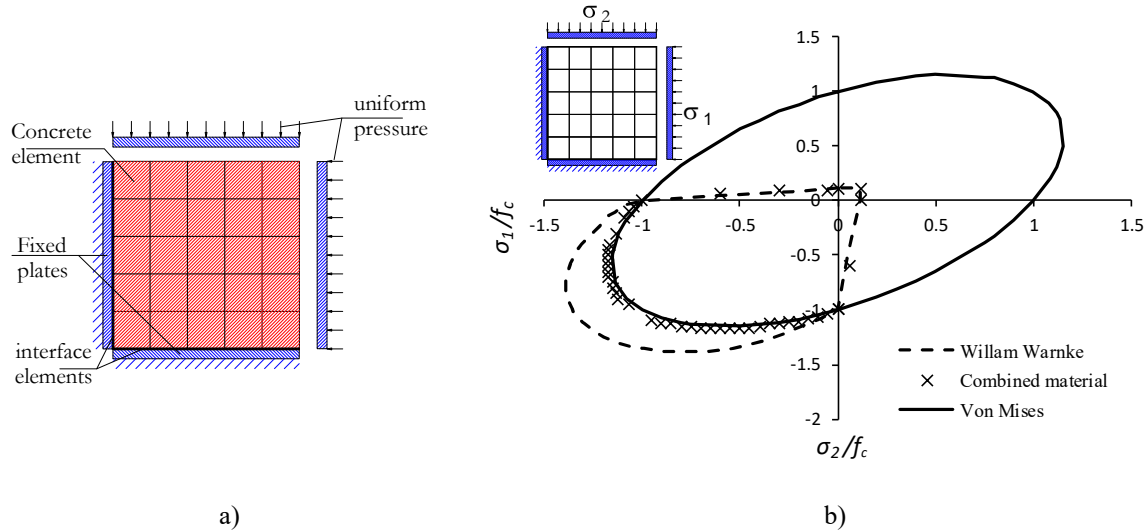


Fig. 3.4 - a) Ensaio estrutural com carregamento biaxial,
b) Comparação entre as superfícies de rotura de Von Mises e Willam Warnke com a superfície de rotura do material combinado que é utilizado para representar o betão. (Mohamed 2016)

3.2.2 MODELAÇÃO DO AÇO

O comportamento do aço foi representado por uma relação bilinear entre $\sigma - \epsilon$, com o material bilinear definido pelo valor da tensão de cedência, $\sigma_{cedência}$, e do módulo de elasticidade tangente pós cedência, E_t . o material representado exibe o efeito de Bauschinger (Hu et al. 2016) para o carregamento cíclico, como representado na Fig. 3.5. O módulo de elasticidade tangente pós-cedência é definido como 2.5% do módulo de elasticidade inicial, caso não estejam disponíveis dados experimentais (Mohyeddin, Goldsworthy, e Gad 2013a) e o coeficiente Poisson é considerado igual a 0.30.

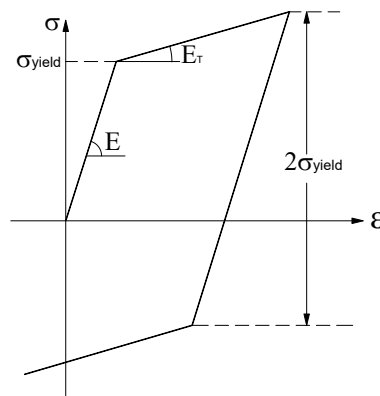


Fig. 3.5 - Gráfico bilinear $\sigma - \epsilon$ do efeito Bauschinger

3.2.3 MODELAÇÃO DO MATERIAL DE TIJOLO DE ALVENARIA

A abordagem para a modelação de material de tijolo é a mesma utilizada para a modelação do betão. Todos os detalhes previstos para a modelação do material de betão em termos de comportamento elástico e de superfícies de rotura são também aplicáveis à abordagem de modelação que foi seleccionada para representar os blocos de alvenaria.

Para simular o estado de tensão de compressão do material de alvenaria foi adotada a curva de relações não lineares entre $\sigma - \varepsilon$ representada pela expressão (3.1) de Angel et al. (1994).

$$\sigma_m = \frac{27f'_{cm}(250\varepsilon_{crm}-1)}{4\varepsilon_{crm}^3} \varepsilon_m^3 + \frac{27f'_{cm}(1-333.33\varepsilon_{crm})}{\varepsilon_{crm}^3} \varepsilon_m^3 + E_m \varepsilon_m \quad (3.1)$$

onde ε_m representa a extensão de compressão, σ_m é a tensão de compressão, f'_{cm} é a resistência máxima à compressão da alvenaria, ε_{crm} é a extensão de compressão no início da rotura e E_m é o modulo de elasticidade calculado através da expressão (3.2).

$$E_m = 750 f'_{cm} \quad (3.2)$$

A segunda derivada da expressão (3.1) é negativa apenas para valores de ε_{crm} entre 0.003 ~0.0048. Para valores fora deste intervalo, a expressão resulta num valor positivo e conduz a situação em que não é possível associar o comportamento da expressão com dados experimentais. Para valores superiores de ε_{crm} , foi proposta por Hendry (1990), em alternativa, a expressão (3.3). Para os casos em que a resistência à tração da alvenaria não seja conhecida, este valor é definido como 10% da resistência à compressão, como sugerido por Crisafulli (1997). O coeficiente de Poisson da alvenaria é definido com o valor de 0.19 com base em (Anthoine 1992).

$$\sigma_m = f'_{cm} \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{crm}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{crm}} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

3.2.4 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DE INTERFACE

a interação entre os blocos de alvenaria e entre o PEA e o pórtico de BA envolvente é feita recorrendo ao par de elementos de contato CONTA174 e TARGET170, como referido anteriormente. Para modelar a separação e o deslizamento de superfícies de contato, o modelo CZM é atribuído a estes elementos de contato juntamente com um modelo de fricção.

O modelo CZM envolve geralmente uma relação constitutiva entre tensões de destacamento que atuam na interface, em tração ou em corte, e o deslizamento ou separação, δ , da interface correspondente. O par de contato esta ligado até que o afastamento de contato exceda o valor máximo de deslizamento/separação $\delta_{máx}$, como mostra a Fig. 3.6. Antes que o deslizamento atinja o valor $\delta_{máx}$, o comportamento dos elementos é regido de acordo com um dos modelos CZM bilineares considerados (Fig. 3.7), que são utilizados para quantificar o afastamento em tração (modo I), Fig. 3.7 a) ou afastamento em corte (modo II), Fig. 3.7 b), (Alfano e Crisfield 2001).

A relação bilinear entre a tensão de destacamento e a correspondente distância de destacamento δ pode ser definida pela tensão máxima e pela distância de destacamento máxima ou, em alternativa, pela tensão de destacamento máxima e a energia de fratura correspondente (Alfano e Crisfield 2001). Na abordagem dos modelos numéricos da presente dissertação, os parâmetros seleccionados para a definição do CZM, estão divididos em dois, em função do modo considerado: para o modo I, os parâmetros seleccionados são a tensão de contacto normal máxima, σ_m , e a separação de contacto no destacamento total δ_n^c , e para o modo II, os parâmetros seleccionados são a tensão de contacto tangencial equivalente máxima, $\tau_{m\acute{a}x}$, e o deslizamento tangencial no destacamento total, δ_s^s .

As “Real Constants” utilizadas na definição do comportamento dos elementos de contacto encontram-se no anexo B.

Os parâmetros de destacamento por tração foram definidos de forma a representar a argamassa sob tração. Neste contexto, a tensão de contacto normal máxima, $\sigma_{m\acute{a}x}$, é considerada igual a resistência à tração da argamassa e a separação de contacto normal máxima, δ_n^c , é definida como sendo seis vezes o valor de $\overline{\delta}_n$ (valor do deslocamento correspondente a $\sigma_{m\acute{a}x}$) (Induprabha e Dilrukshi 2011). No caso de destacamento por corte, a tensão de contacto tangencial equivalente máxima, $\tau_{m\acute{a}x}$, foi definida com base em resultados experimentais disponíveis, enquanto que o deslizamento tangencial no destacamento total, δ_s^c , foi definido com valores entre 2~7 mm (Lotfi e Shing 1994; Lourenço, Barros, e Oliveira 2004).

Para considerar casos de enchimento parcial de junta ou condições de qualidade inferior das juntas horizontais e verticais entre o painel de enchimento e a viga de BA do pórtico, a tensão de coesão entre o par de contacto foi ignorada para o contacto entre a alvenaria e o pórtico de BA envolvente e as tensões de destacamento nestas juntas foram reduzidas a 60% do valor das juntas horizontais (Mohyeddin, Goldsworthy, e Gad 2013a).

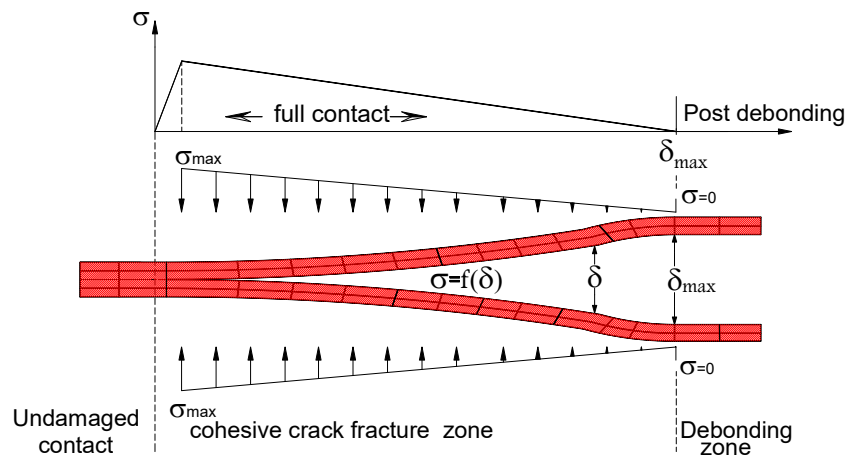


Fig. 3.6 - Definição do modelo CZM (Mohamed 2016)

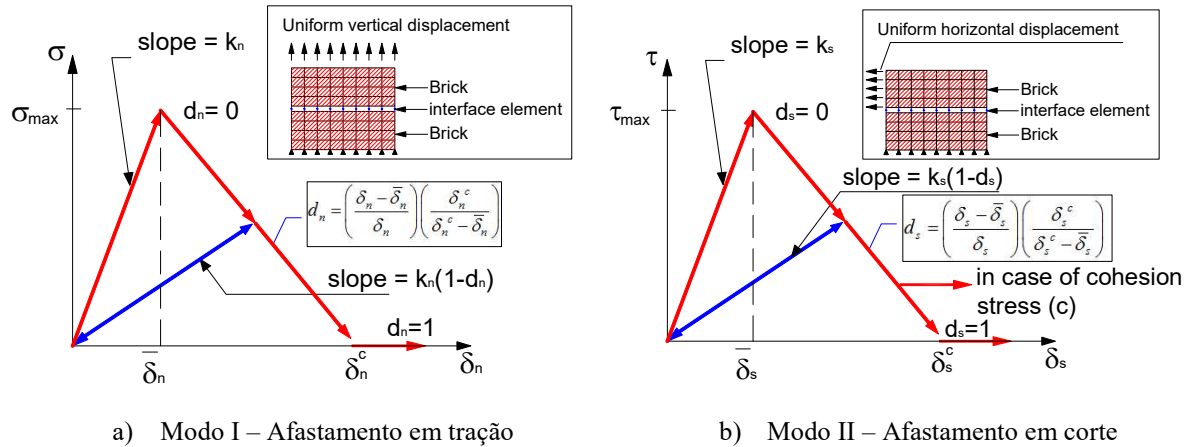


Fig. 3.7 - Definição bilinear de CZM (Mohamed 2016)

Após o destacamento total, a interação superficial é controlada pelas restrições de contacto padrão para as direções normal e tangencial. Para as tensões normais, estas restrições estabelecem que apenas a tensão de compressão é transferida através do par de contacto, e para tensões tangenciais, estas tensões são transferidas através da lei de fricção de Coulomb, apresentada na Fig. 3.8, em que μ é o coeficiente de fricção.

Para as juntas horizontais, o valor do coeficiente de fricção, μ , é baseado em resultados de ensaios experimentais disponíveis, ou, em alternativa é considerado igual 0.77. Para as juntas verticais e entre o painel de alvenaria e o pórtico de BA envolvente, o valor de μ foi considerado igual a 60% do valor considerado para as juntas verticais de modo a englobar o enchimento parcial de juntas e as condições de qualidade inferior destas juntas (Mohyeddin, Goldsworthy, e Gad 2013a).

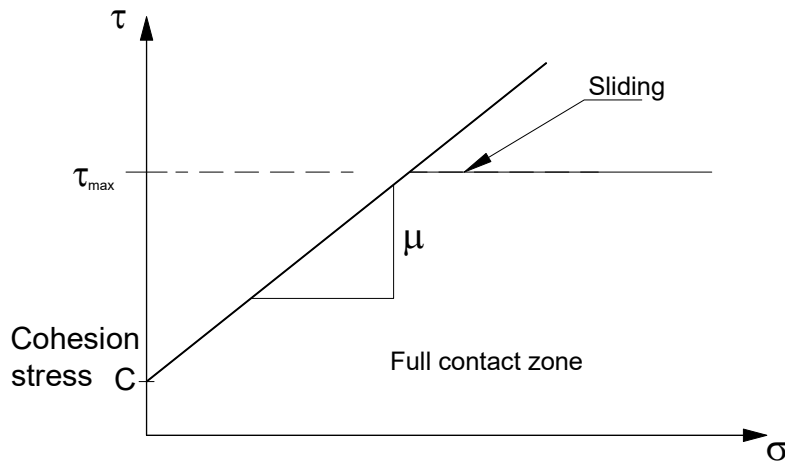


Fig. 3.8 - Comportamento do elemento de contacto após destacamento total de acordo com a lei de fricção de Coulomb

3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS

Para se proceder à validação e calibração dos modelos numéricos detalhados presentes nesta dissertação foram seleccionadas duas campanhas experimentais diferentes (Pires 1990; Kakaletsis 2008; Kakaletsis e Karayannis 2009; Kakaletsis 2009), que envolveram pórticos de BA com PEA com aberturas (portas e janelas, em diferentes localizações) e sem aberturas, sendo estes últimos o objeto desta dissertação.

Assim, analisaram-se os espécimes de pórticos totalmente preenchidos M2 de Pires (1990) e S de Kakaletsis (2008); (2009). Nas duas campanhas os espécimes foram submetidos a carregamento cíclico lateral, sendo todos eles modelos a escala reduzida de 2:3 e 1:3, respetivamente, e são pórticos de um único vão e um único piso. Para a validação da estratégia numérica descrita são também referidos nesta secção os espécimes M1 e B das mesmas campanhas experimentais (Pires 1990; Kakaletsis 2008; Kakaletsis 2009; Kakaletsis e Karayannis 2009), respetivamente, e que representam pórticos de BA sem de PEA.

A descrição geométrica e de disposição de armaduras dos espécimes M1 e B estão representadas na Fig. 3.9. Salienta-se que os espécimes M2 e S têm características idênticas aos dos espécimes sem PEA da campanha experimental correspondente. As propriedades mecânicas médias dos materiais empregues nos espécimes estão resumidas no Quadro 3.1. Em relação ao painel de alvenaria, no espécime M2 foram utilizados tijolos de tamanho real com as dimensões 200x150x300 mm³ e no espécime S estes têm as dimensões de 60x60x93 mm³. Os históricos de carregamentos cíclicos considerados nos ensaios experimentais estão representados na Fig. 3.10.

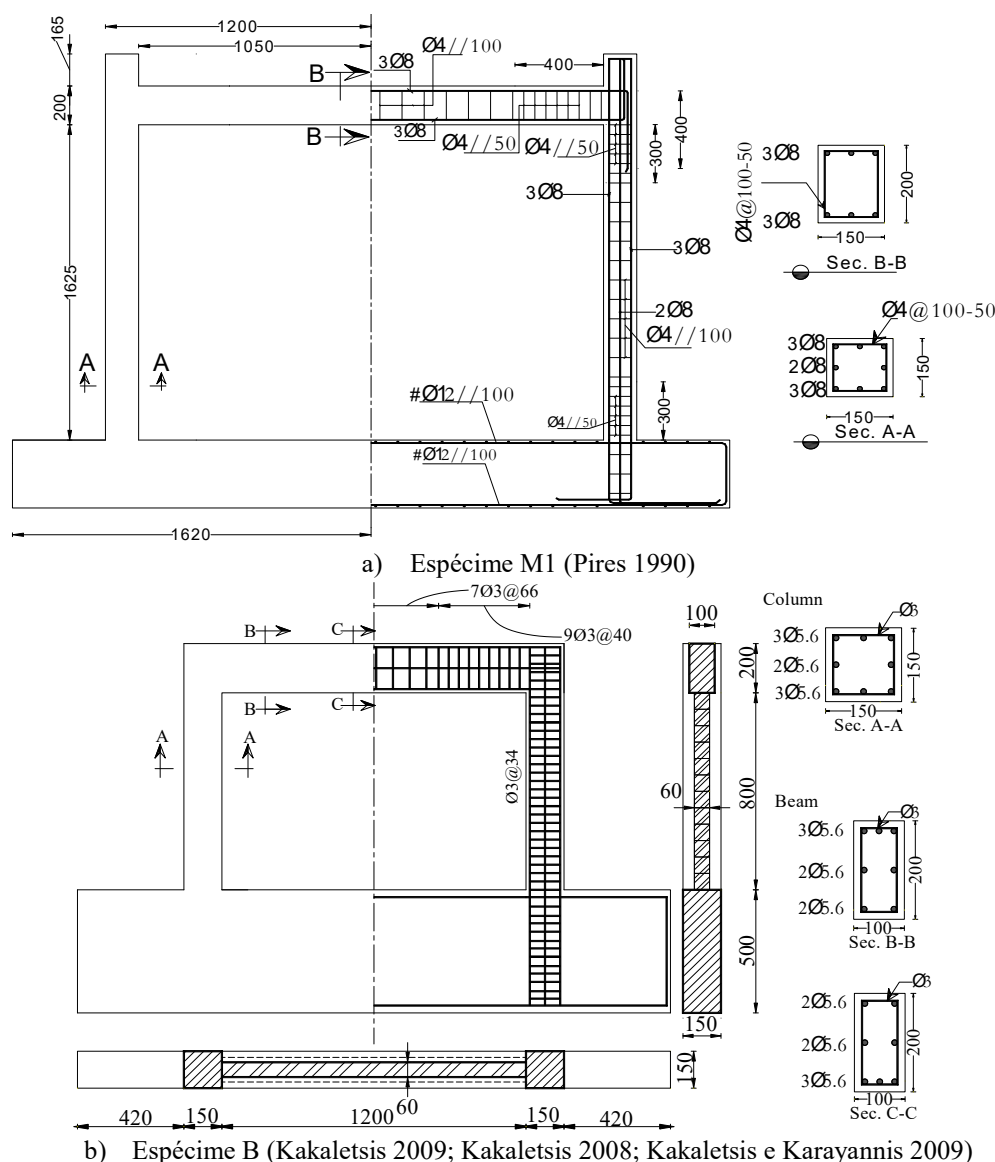


Fig. 3.9 - Geometria e pormenores da disposição de armaduras dos espécimes das duas campanhas experimentais

Quadro 3.1 – Propriedades mecânicas médias dos materiais empregues nos espécimes experimentais

Espé- ci- mes	Betão		Armadura			Alvenaria		Carrega- mento ver- tical (kN)
	f_c	f_t	Dimensões	$\sigma_{cedência}$	σ_{rotura}	Tijolo	Argamassa	
						f_m	f_m	
	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
M1	(24.6*, 33.1**)	N/A	Ø8	434.3	519.3	--	--	200
M2	(23.3*, 28.3**)	N/A	Ø4	522.7	552.3	4.80		220
B	28.5	N/A	Ø5.6	390.5	516.3	--	--	100
S	28.5	N/A	Ø3	212.2	321.1	3.10	1.53	100

onde f_c é a resistência a compressão do betão, f_t é a resistência a tração do betão, $\sigma_{cedência}$ e σ_{rotura} são a tensão de cedência e de rotura do aço, respetivamente.

* Valor aos 28 dias, ** Valor à altura do ensaio

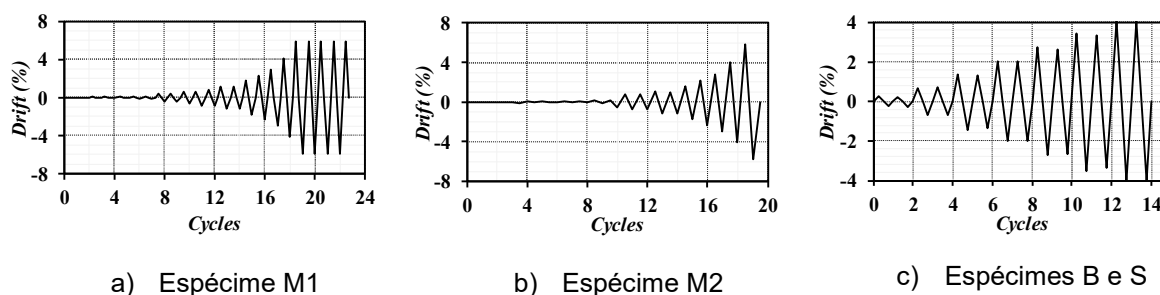


Fig. 3.10 - Evolução dos carregamentos cíclicos impostos

3.3.1 ANÁLISE DOS ESPÉCIMES COM PEA (M2 E S) SOB CARREGAMENTO CÍCLICO

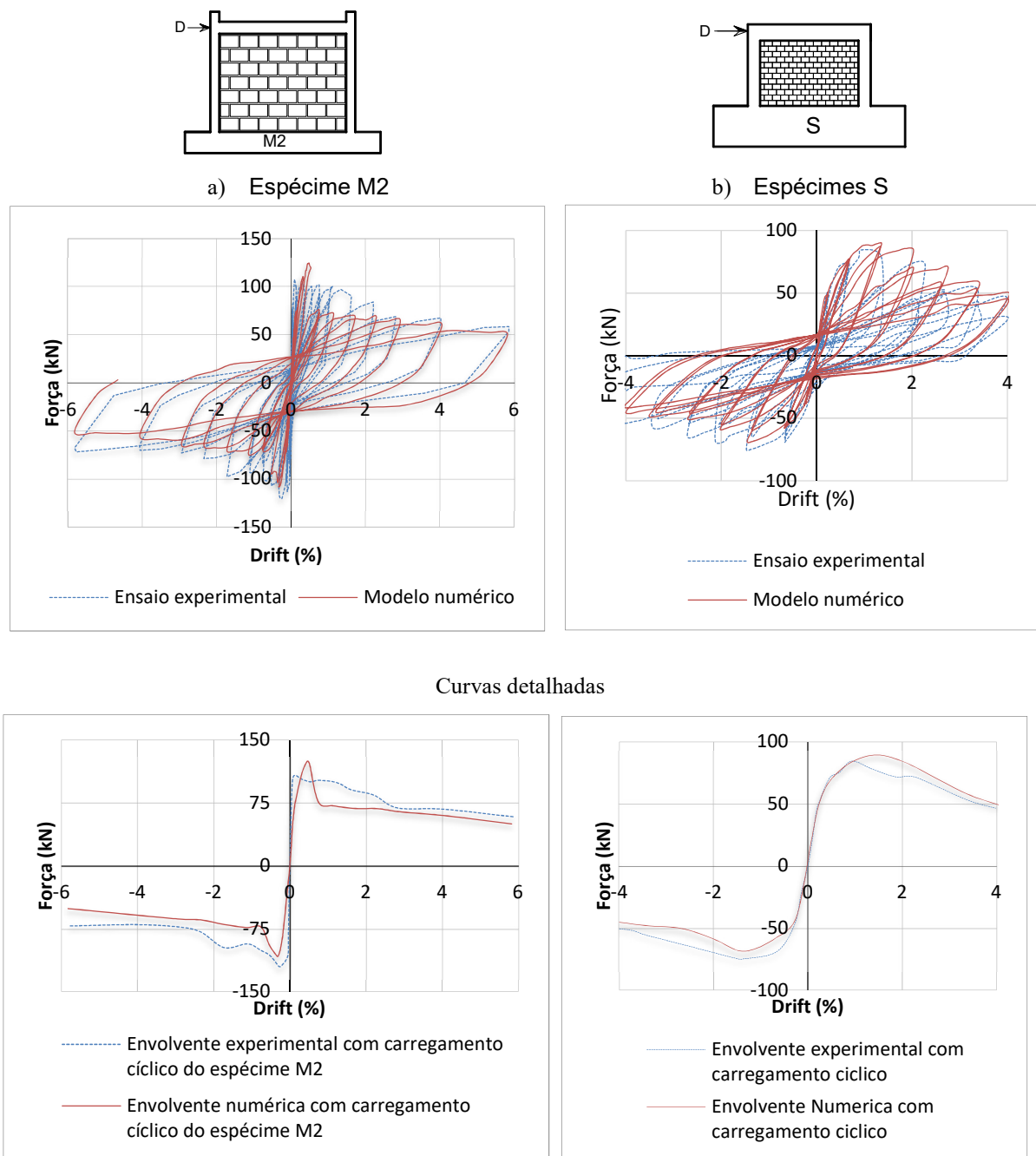
Os resultados obtidos dos ensaios experimentais dos espécimes M2 e S foram confrontados com dados resultantes da simulação numérica (Mohamed 2016).

Para apresentar o desempenho dos modelos numéricos, na Fig. 3.11 estão representadas as curvas de força-deslocamento detalhadas e respetivas envolventes dos espécimes M2 e S sob carregamento cíclico, sendo os deslocamentos representados em forma de drift laterais. Pela análise dos resultados verifica-se que existe uma boa aproximação dos resultados obtidos através da simulação numérica às das curvas obtidas pelos ensaios experimentais, particularmente em termos do comportamento estrutural global (rigidez e resistência). Contudo, também se verificaram desvios da curva numérica quando existem drifts superiores a 2.5%, estes desvios ocorrem em consequência das rigidezes de recarga e descarga associada ao modelo de comportamento do betão em compressão que não é capaz de representar a degradação cíclica.

Os resultados indicam que a modelação proposta é capaz de capturar o comportamento global da estrutura em termos de rigidez e resistência. Este tipo de análise pode ser uma ferramenta útil na calibração de modelos de escoras, uma vez que possibilita obter igualmente os comprimentos de contacto entre o

painel de alvenaria e o pórtico envolvente (Fig. 3.12). Neste caso, observa-se que o pórtico de BA perde a maior parte do comprimento com o PEA para drifts mais baixos.

O Quadro 3.2 apresenta de forma resumida os valores de erros absolutos observados entre os modelos numéricos e os dados experimentais em termos força lateral e a máxima diferença de forças laterais entre resultados numéricos e os dados experimentais correspondentes.



Curvas envolventes

Fig. 3.11 - Curvas de força-deslocamento obtidas dos ensaios experimentais e das simulações numéricas

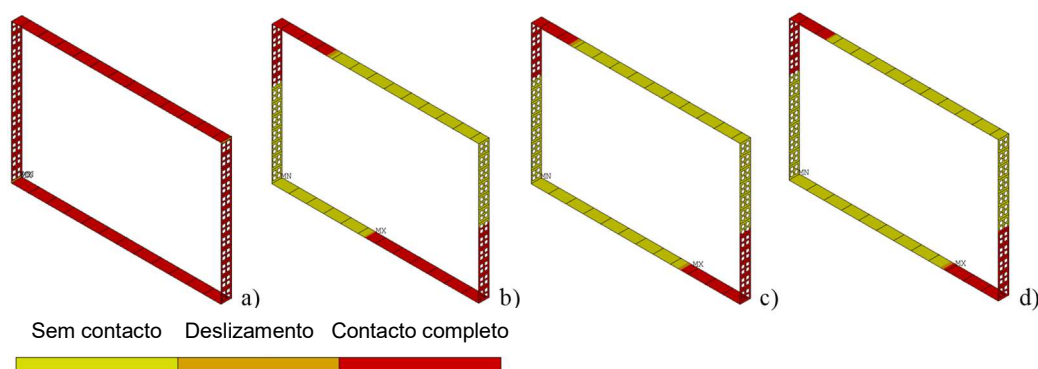


Fig. 3.12 - Comprimento de contacto para o espécime S para diferentes drifts.
a) 0.01%, b) 0.10%, c) 0.20% e d) 0.40%

Quadro 3.2 – Valores de erros absolutos entre a força lateral máxima e a máxima diferença entre modelos numéricos e experimentais

Espécimes	Força lateral máxima numérica e respetiva força lateral máxima experimental (%)	Máxima diferença entre a força lateral numérica e respetiva força lateral experimental (%)
M2	14.4	38.6
S	5.6	15.8

3.4 OBJETIVO DO ESTUDO E DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

O objetivo do estudo consiste em verificar se a curva de comportamento dum pórtico de BA com PEA que possui determinadas dimensões pode ser utilizada para representar o comportamento de um outro pórtico quando a sua geometria é alterada, em relação a do pórtico original.

Caso as variações no comportamento do pórtico com a geometria modificada sejam pequenas, seria, portanto, possível utilizar a curva de comportamento do pórtico original para representar o comportamento do pórtico modificado sem introduzir erros significativos. Tal situação permitiria aumentar a utilidade dos resultados experimentais (pois passa a ser possível utilizar os resultados de um mesmo ensaio para representar diferentes casos com variações entre si) e permite identificar os limites de geometria a partir dos quais se torna necessário realizar um novo ensaio experimental ou um novo modelo numérico detalhado.

Para a análise das variações na curva de comportamento dos pórticos de BA totalmente preenchidos com painéis de alvenaria considerando a existência de alterações ligeiras na sua geometria, procedeu-se a análise numérica de variantes dos modelos referidos anteriormente (M2 e S) e cujas modelações geométricas foram validadas através da comparação com os dados experimentais disponíveis para cada espécime. Para o efeito, consideraram-se variantes com vãos de largura diferentes, mantendo as propriedades mecânicas dos materiais, tipologia e restantes características geométricas dos modelos (como por exemplo as dimensões das secções da viga e dos pilares).

Em alternativa à análise numérica por carregamento cíclico, considera-se também a possibilidade de utilizar modelos de EF detalhados sujeitos a carregamentos monotónico para prever as principais

características da curva envolvente do comportamento cíclico destes sistemas estruturais, nomeadamente rigidez e resistência. A análise de EF sob carregamento monotónico requer um menor esforço computacional em relação à análise dos modelos sob carregamento cíclico devido à elevada não linearidade de comportamento envolvido nesta análise, constituindo assim uma vantagem considerável. Neste contexto, no capítulo seguinte procede-se à simulação numérica dos modelos M2 e S, sujeitos a carregamentos monotónicos até atingir um drift de 4% e confrontam-se os resultados obtidos através da simulação numérica e dos ensaios experimentais dos mesmos modelos, submetidos porem, a carregamentos cíclicos.

Caso os resultados para o carregamento monotónico apresentem uma boa aproximação, particularmente em relação aos parâmetros de rigidez inicial e de resistência máxima, prossegue-se com a análise monotónica para o restante estudo. Como complemento, para o modelo referente ao espécime S de Kakaletsis (2008); Kakaletsis e Karayannis (2009) realiza-se também a análise do modelo sujeito a carregamento cíclico com vista a obter melhores conclusões da análise.

Quanto à alteração da largura dos modelos ensaiados, para melhor análise da sensibilidade da evolução da curva de comportamento para essas alterações, efetuam-se aumentos graduais da largura do vão. Para cada modelo existem quatro variantes com o aumento percentual do vão de 25%, 50%, 75% e 100%, apresentadas no Quadro 3.3. Relativamente às armaduras da viga, considerou-se o comprimento igual aos originais para as armaduras de canto e alterou-se somente o comprimento das armaduras a meio vão, proporcionalmente ao vão da viga.

Quadro 3.3 - Variantes dos modelos originais M2 e S

Modelo	Largura (mm)	Modelo	Largura (mm)
M2	2100	S	1200
M2_25%	2625	S_25%	1500
M2_50%	3150	S_50%	1800
M2_75%	3675	S_75%	2100
M2_100%	4200	S_100%	2400

4

ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo aborda os resultados obtidos nas simulações numéricas com carregamentos horizontais monotónicos e cíclicos aplicados aos modelos numéricos de EF refinados descritos no capítulo anterior, e respetivas variantes.

Das simulações numéricas realizadas, salienta-se que a análise do espécime sujeito a carregamento monotónico requer um menor esforço computacional e consequentemente menor tempo de cálculo no software Ansys (Ansys 2012) em relação à análise do espécime sujeito a carregamento cíclico. Portanto, numa primeira fase, confrontam-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais dos espécimes originais (S e M2) com carregamentos horizontais cíclicos (Mohamed 2016; Kakaletsis 2008; Pires 1990) com os resultados obtidos da simulação numérica dos mesmos espécimes sujeitos a carregamentos horizontais monotónicos, tendo como objetivo estabelecer possíveis relações existentes entre os dois modos de carregamento e identificar particularidades associadas ao carregamento monotónico que devem ser consideradas na continuação do estudo.

Posteriormente, abordam-se as simulações numéricas realizadas às variantes dos modelos originais dos espécimes referidos, tendo por base as conclusões retiradas das análises aos modelos originais. Este segundo conjunto de análises tem como objetivo perceber as alterações no comportamento global da estrutura associadas ao aumento da largura do vão do modelo original. Para o efeito, foram selecionados um conjunto de parâmetros considerados relevantes para o estudo do comportamento global da estrutura. Com os resultados obtidos, pretende-se estabelecer uma relação entre a curva de comportamento global da estrutura em função do aumento da largura do vão e perceber o limite a partir do qual é necessário recorrer a novos modelos numéricos para identificar uma nova curva comportamento das estruturas com a largura do vão alterada. Contudo, pretende-se também estudar a possibilidade de se extrapolar os resultados obtidos das simulações numéricas com carregamentos monotónicos para curvas de comportamento que seriam obtidas através de simulações numéricas com carregamentos cíclicos. Caso seja possível esta extrapolação, a análise com carregamento monotónico seria uma ferramenta útil para o estudo de estruturas sujeitas a carregamento cíclico de forma mais rápida, no entanto, sem perder a exatidão dos resultados.

Nesta secção comparam-se ainda os resultados obtidos das simulações numéricas com carregamento cíclico realizadas às variantes do espécime S com os resultados obtidos com o carregamento monotónicos para as mesmas variantes, consolidando a possibilidade de recorrer a simulações numéricas com carregamento monotónicos em alternativa às simulações numéricas com carregamento cíclico.

4.2 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS E CÍCLICAS

4.2.1 SIMULAÇÕES AOS MODELOS ORIGINAIS

O recurso às simulações numéricas com carregamento cíclico em modelos de EF refinados têm revelado ser ferramentas validas para compreender o comportamento global estrutural dos pórticos de BA com PEA, como referido no capítulo anterior. No entanto, o grande esforço computacional que estas análises exigem, devido ao comportamento não linear destes sistemas estruturais, mostram que são pouco praticas para a análise de estruturas mais complexas que requeiram um tempo de análise considerável.

Para contornar o esforço computacional e o tempo requerido neste tipo de análises, avalia-se a possibilidade de utilizar a análise com carregamentos horizontais monotónicos, nomeadamente a sua capacidade de representar os possíveis mecanismos de rotura e a curva de comportamento global da estrutura, sem deixar de considerar a não linearidade e os diversos fenómenos e parâmetros associados a estes sistemas estruturais para garantir a exatidão dos resultados. Portanto, caso esta hipótese seja validada, será possível representar os mecanismos de rotura e a não linearidade do comportamento associado a estes sistemas estruturais com um menor esforço computacional.

Neste contexto, os resultados obtidos da simulações numéricas com carregamento cíclico dos modelos S e M2 (Mohamed 2016) foram confrontados com os resultados obtidos com as simulações numéricas com carregamento monotónico dos mesmos modelos. As características gerais dos espécimes estão descritas no capítulo 3 na Fig. 3.9.

As curvas de comportamento obtidas das simulações numéricas com carregamento cíclico estão representadas pela sua envolvente, de formas a facilitar a comparação com as curvas de comportamento obtidas das simulações numéricas com carregamento monotónico, sendo esta última representada para os carregamentos monotónicos positivos, assumindo por simplificação, que a curva do comportamento e aproximadamente simétrica para os carregamentos negativos.

Nas Fig. 4.1 e Fig. 4.2 estão representadas as curvas de força lateral - deslocamento obtidas através da simulação numérica com carga monotónica e as envolventes das curvas de força - deslocamento obtidas dos ensaios experimentais (Kakaletsis 2008; Kakaletsis 2009; Kakaletsis e Karayannis 2009) e (Pires 1990) e das simulações numéricas com carregamento cíclico (Mohamed 2016), sendo os deslocamentos representados em drifts laterais, de forma a facilitar a análise e interpretação dos resultados.

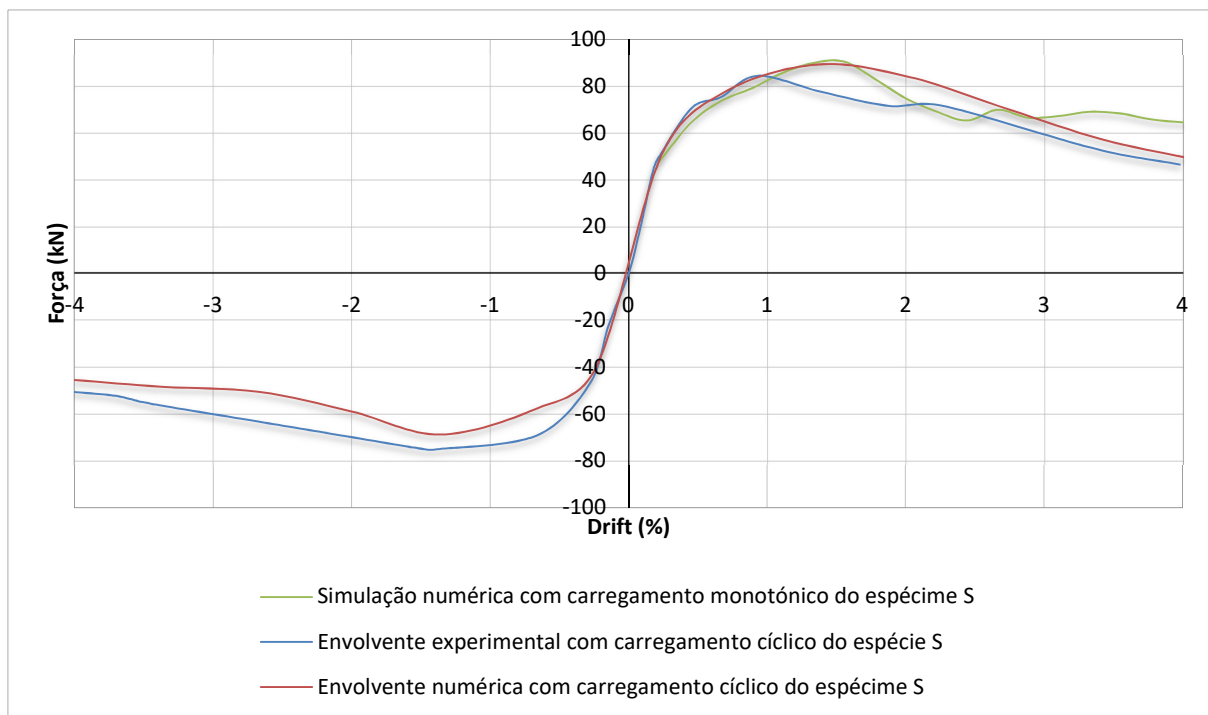


Fig. 4.1 - Curvas de força/drift resultantes das diferentes análises ao espécime S

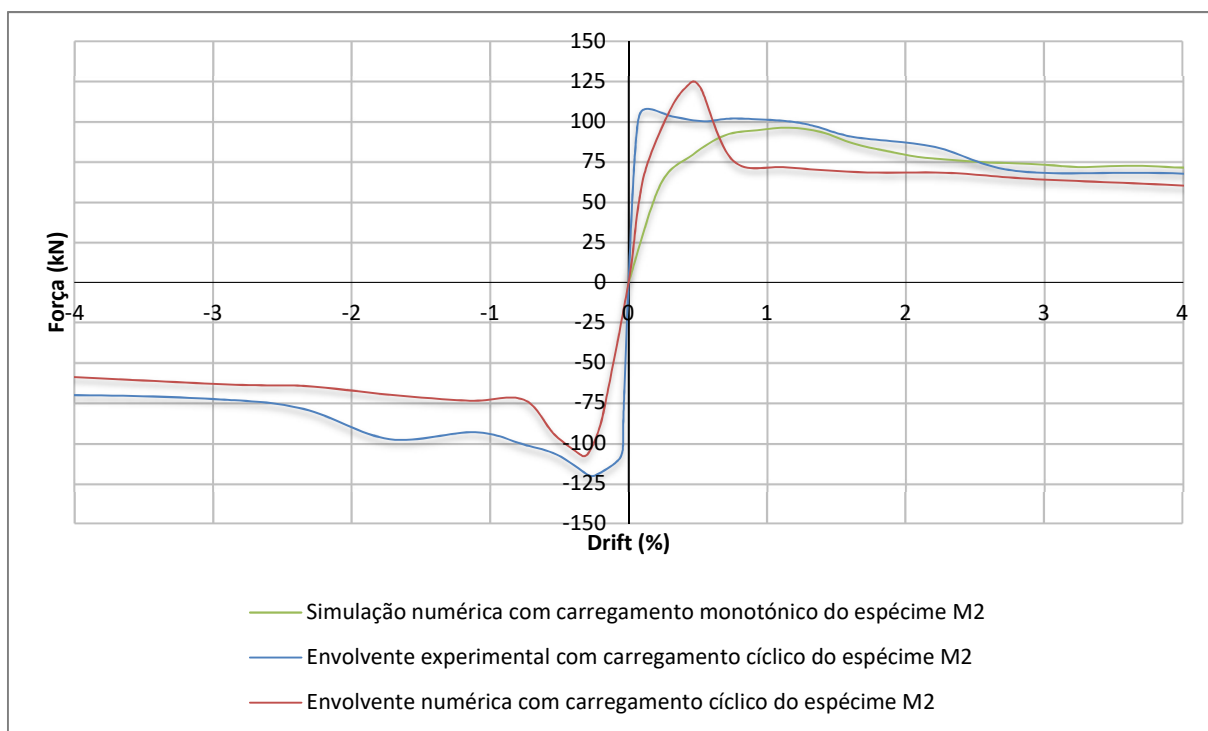


Fig. 4.2 - Curvas de força/drift resultantes das diferentes análises ao espécime M2

Os dados representados no gráfico do modelo S, Fig. 4.1, revelam uma boa aproximação entre os resultados obtidos dos ensaios experimentais com carregamento cíclico e as simulações numéricas com carregamento cíclico e carregamento monotónico, particularmente em termos de comportamento global, onde os parâmetros de comparação, nomeadamente, a rigidez inicial, a força lateral máxima e os drifts associados a estas forças, apresentam diferenças diminutas (na ordem dos 6%). No entanto, relativamente a degradação pós-pico identificada na simulação numérica com carregamento cíclico, a simulação numérica com carregamento monotónico capta essa degradação até um drift de 2.5%, a partir do qual a curva de comportamento mantém-se aproximadamente constante.

Relativamente ao modelo M2, cujos resultados dados estão representados na Fig. 4.2, embora a rigidez inicial, a força lateral máxima e respetivo drift da análise numérica com carga monotónica apresentem uma diferença considerável em relação aos resultados da análise numérica com carga cíclica, a simulação numérica com carregamento monotónico representa de forma razoável o comportamento pós-pico identificado na simulação numérica com carregamento cíclico, capturando a degradação da rigidez. Contudo, apesar das diferenças referidas, uma vez que as curvas de comportamento da simulação numérica monotónica apresentam a degradação pós-pico, foi possível identificar a força residual.

A simulação numérica com carregamentos cíclicos, como era de prever, apresenta uma curva de comportamento mais próxima da a curva obtida nos ensaios experimentais, representando todos os parâmetros anteriormente referenciados, inclusive a degradação do sistema estrutural no pós-pico de carregamento. Portanto, para uniformizar os parâmetros considerados relevantes para a validação e obter uma melhor quantificação dos parâmetros obtidos nas simulações numéricas com carregamento monotónico procedeu-se à linearização das respetivas curvas de comportamento.

4.2.2 LINEARIZAÇÃO DAS CURVAS DE FORÇA-DRIFT

Das curvas de comportamento obtidas nas simulações numéricas com carregamento monotónico e com carregamento cíclico foram selecionados sete parâmetros para simplificar a interpretação e comparação dos resultados para a caracterização dos estudos, nomeadamente a rigidez inicial K_1 , dada pelo quociente entre a força lateral inicial, F_1 , registada no momento da primeira redução da rigidez do sistema estrutura e o deslocamento associados, δ_1 , a força lateral máxima registada $F_{m\acute{a}x}$, a força lateral residual (último valor da força registada), F_R , e os deslocamentos associados, $\delta_{m\acute{a}x}$ e δ_R , respetivamente.

A determinação destes parâmetros foi feita recorrendo à linearização das curvas de comportamento obtidas nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas. Esta linearização é realizada de forma a encontrar a melhor aproximação linear por troços da função que reflete o comportamento da curva de comportamento estrutural. Os procedimentos para a linearização foram padronizados para todas as curvas de comportamento. Apesar disso, admite-se que possa estar sujeita a alguma variabilidade devido às irregularidades envolvidas nas referidas curvas, e consequentemente condicionando ligeiramente a definição da rigidez inicial. A definição dos restantes parâmetros apresenta uma maior objetividade. Na Fig. 4.3 e na Fig. 4.4 são apresentados a definição destes parâmetros através da linearização para as simulações numéricas com carregamento monotónico e por troços cíclico, respetivamente.

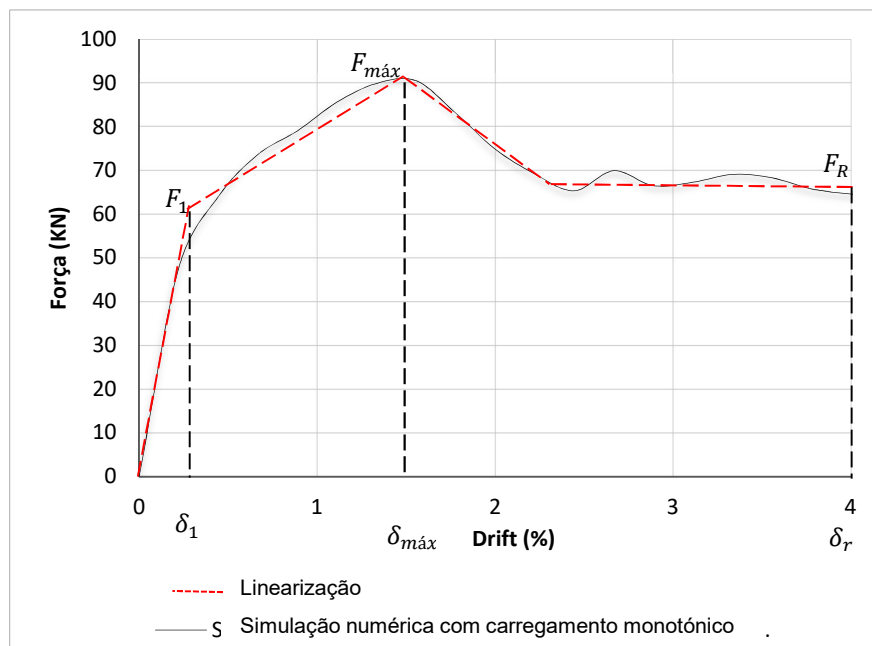


Fig. 4.3 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica monotónica

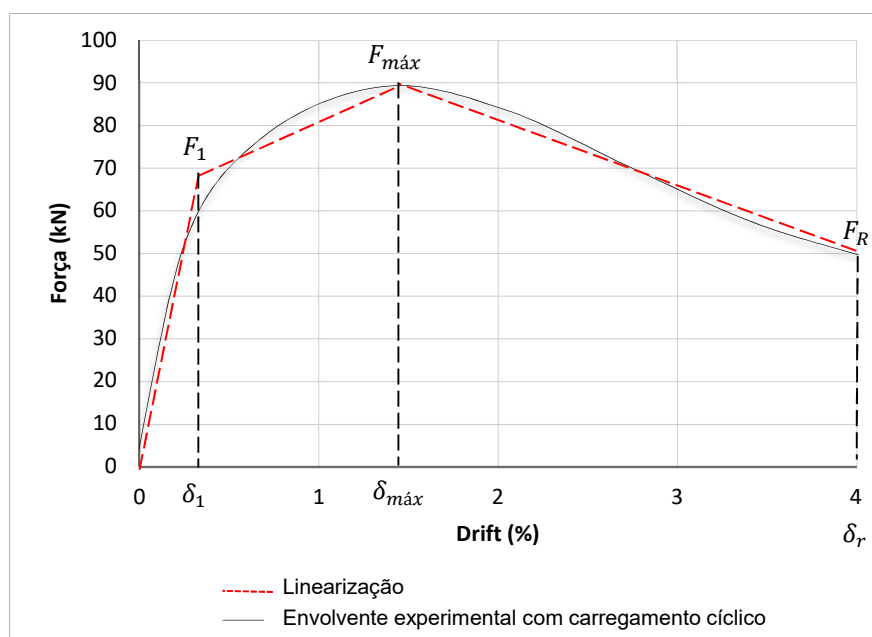


Fig. 4.4 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica cíclica

Na Fig. 4.5 e na Fig. 4.6 estão ilustradas as linearizações consideradas para as envolventes das simulações numéricas com carregamento cíclico e ensaios experimentais e para as simulações numéricas com carregamento monotónico para cada um dos modelos, que serão utilizados como base para os resultados apresentados a posteriori.

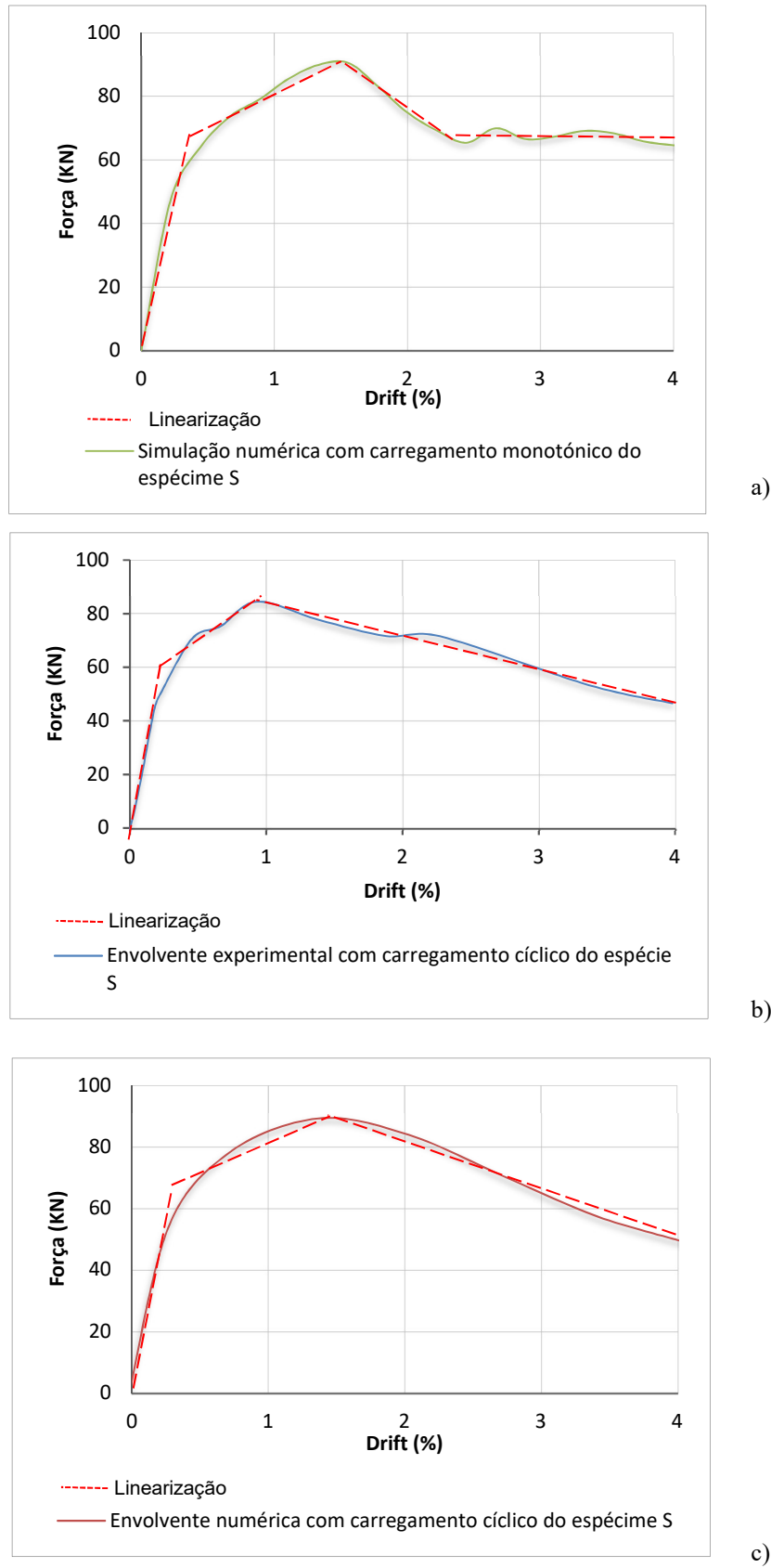
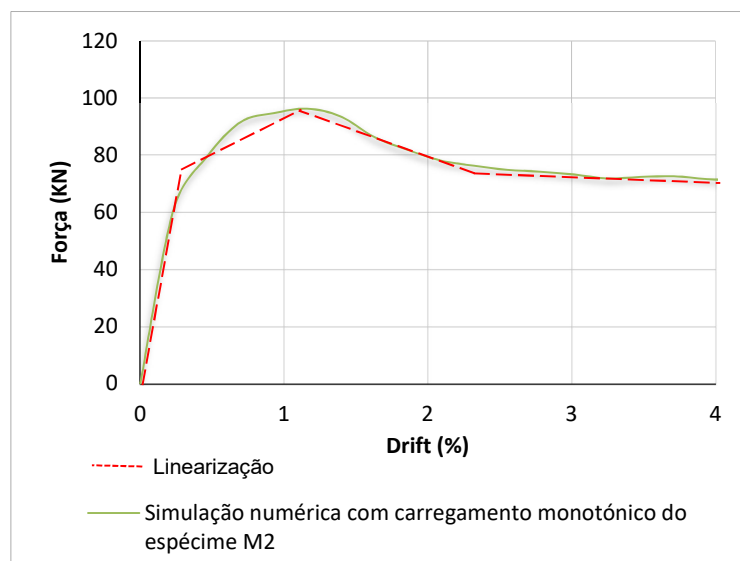
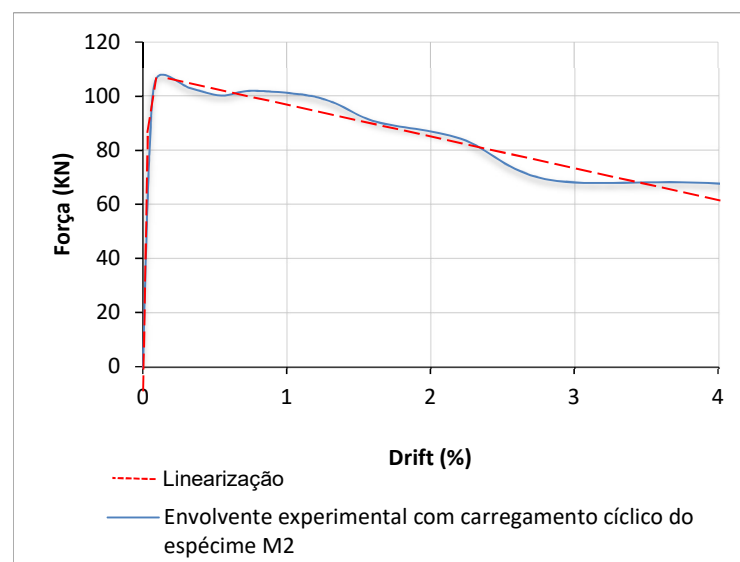


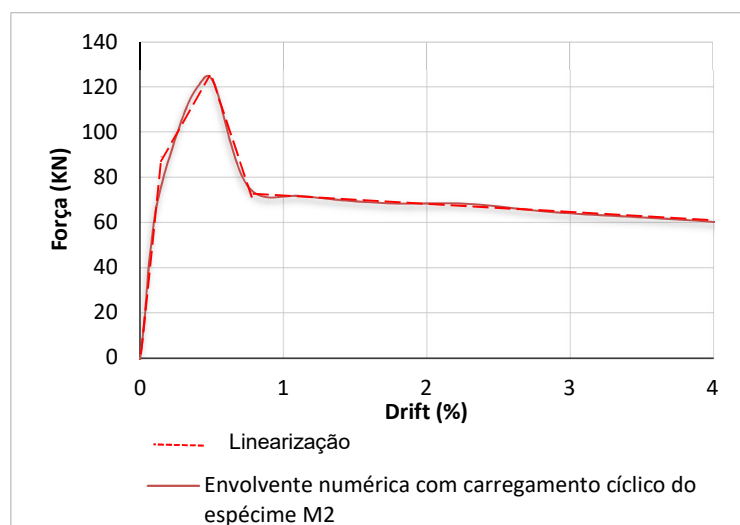
Fig. 4.5 - Linearizações associadas ao modelo S



a)



b)



c)

Fig. 4.6 - Linearizações associadas ao modelo M2

4.2.3 VALIDAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS

O Quadro 4.1 apresenta os valores dos parâmetros obtidos a partir de cada uma das curvas de comportamento dos espécimes em análise através do processo de linearização anteriormente descrito. Nos valores obtidos para os parâmetros, é possível observar que a força lateral inicial, F_1 , não sofre grande variação e o deslocamento associado, δ_1 , é maior na simulação numérica com carregamento monotónico em relação às análises com carregamento cíclico. Esta diferença pode ser atribuída à maior rigidez inicial, K_1 , verificada nas análises com carregamento cíclico. Relativamente à força lateral máxima, $F_{máx}$, os três valores são consideravelmente próximos para o espécime S, considerando-se, portanto, que qualquer uma das análises conduz a um valor realista. No entanto, para o espécime M2 verifica-se uma disparidade considerável entre o valor obtido através da simulação numérica com carregamento monotónico e as análises com carregamento cíclico, o que traduz limitações na apresentação do comportamento geral da estrutura. O drift, $\delta_{máx}$, associado a $F_{máx}$, envolve uma maior incerteza, mas verifica-se que para as análises com carregamento monotónico, os valores obtidos para os drifts são maiores, chegando a apresentar uma diferença considerável nos resultados do espécime M2. Relativamente a força lateral residual, F_R , verifica-se que os valores obtidos através da análise numérica monotónica são superiores aos das análises com carregamento cíclico, apresentando uma diferença considerável no espécime S, no entanto, no espécime M2, a força residual monotónica apresenta uma boa aproximação. Admite-se que o desvio verificado nos resultados do espécime S seja resultado da limitação da análise com carregamento monotónico na representação da degradação da estrutura após a ocorrência da força lateral máxima. O deslocamento, δ_R , associado à força residual é equivalente ao drift de 4% imposto como valor máximo para a análise.

Quadro 4.1 - Valores dos parâmetros obtidos do processo de linearização

Espécimes	Descrição	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	$F_{máx}$ (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)	F_R (kN)	δ_R (mm)
S	Envolvente experimental cíclica	26222,22	59	2,25	84,46	8,39	46,56	35,83
	Envolvente numérica cíclica	25514,40	62	2,43	89,25	12,26	49,24	36,39
	Envolvente numérica monotónica	18803,42	66	3,51	90,54	14,00	62,00	36,00
M2	Envolvente experimental cíclica	95072,46	82	0,86	106,92	1,68	67,63	69,00
	Envolvente numérica cíclica	31304,35	81	2,59	124,80	8,32	59,93	69,00
	Envolvente numérica monotónica	18086,96	78	4,31	96,27	20,00	70,94	69,00

Como demonstrado no capítulo anterior, as simulações numéricas com carregamento cíclico são competentes e fiáveis na representação do comportamento global estrutural obtido através dos ensaios experimentais. Neste contexto, estimou-se o erro associado a simulações numéricas com carga monotónica, que deverá ser combinado com o erro obtido nas simulações numéricas com carga cíclica para

obter uma estimativa do valor real do parâmetro em análise. O referido erro, ε_1 , foi calculado pela expressão (4.1) para os parâmetros apresentados no Quadro 4.2.

$$\varepsilon_1 = \frac{(X_m - X_c)}{X_c} + 1 \quad (4.1)$$

onde, X_m e X_c são os valores dos parâmetros resultantes da simulação numérica com carregamento cíclico e com carregamento monotónico, respetivamente.

A análise deste erro revela que, para os parâmetros seleccionados, o erro das análises numéricas com carregamento monotónico em relação aos resultados obtidos com carregamento cíclico é superior a 20%, relativamente a força lateral máxima, $F_{m\acute{a}x}$, e ao drift associado a esta força, $\delta_{m\acute{a}x}$, para o espécime M2 e superior a 10 % relativamente ao drift associado à força lateral máxima, $\delta_{m\acute{a}x}$, para o espécime S. No entanto, admite-se que haja alguma variabilidade associada ao processo de linearização através do qual foram calculados os valores da rigidez inicial, K_1 .

Quadro 4.2 - Valores de ε_1 para os parâmetros considerados

Parâmetros	S	M2
$F_{m\acute{a}x}$	1.01	1.30
$\delta_{m\acute{a}x}$	1.12	1.58
K_1	1.36	1.73
F_R	1.21	1.16
δ_R	1.01	1.00

Após a análise dos resultados obtidos, conclui-se que, relativamente ao espécime S, é possível obter os parâmetros associados a curva de comportamento do sistema estrutural de forma adequada através da análise numérica com carregamento monotónico. Obteve-se uma boa aproximação dos resultados na fase inicial da curva de comportamento e na força máxima suportada pelo sistema. No entanto, a análise monotónica envolve alguma incerteza na representação da degradação da rigidez verificada no ensaio experimental e na análise numérica com carga cíclica, uma vez que, apenas capta a degradação até um drift de 2.5%, o que condiciona a força lateral residual captada pela análise. A simulação numérica com carga cíclica está validada quando confrontada com os dados experimentais, como demonstrado no capítulo anterior.

Relativamente ao espécime S, os erros calculados para os parâmetros força lateral máxima, $F_{m\acute{a}x}$, e deslocamento associado a esta força, $\delta_{m\acute{a}x}$, associados à análise numérica com carga monotónica aproximam-se de 10%. Ao combinar estes erros com os valores associados à análise numérica cíclica, os erros totais obtidos não excedem os 25%, o que será considerado admissível.

Em relação aos resultados obtidos para o espécime M2, apesar de apresentarem um erro considerável na determinação dos parâmetros da curva de comportamento, em relação a análise numérica com carregamento cíclico, excedendo os 30% para os parâmetros força lateral máxima e o deslocamento associado, quando confrontado com o resultado da força lateral máxima obtida no ensaio experimental, o erro é de cerca de 10%, no entanto, o drift mantém uma diferença considerável. Como referido em (Mohamed e Romao 2018b), durante o ensaio experimental do modelo M2, ocorreram fenómenos de fissuração local que modificaram o mecanismo de transferência de forças e, consequentemente, o comportamento global do espécime. Estes fenómenos resultaram de diferenças nas propriedades materiais esperadas que

foram identificadas durante o ensaio experimental (Pires 1990), mas que não foram tidas em conta na presente modelação numérica devido a falta de informação para as simular. Assim, é de esperar que os resultados dos modelos numéricos considerados (i.e. sem “imperfeições” materiais) exibam diferenças de comportamento quando comparados com os resultados experimentais. No entanto, tais diferenças não invalidam a abordagem de simulação numérica proposta, observando-se que a simulação numérica com carregamento monotónico apresenta um desempenho satisfatório para o estudo de pórticos de BA com PEA, mesmo em situações em que o espécime experimental envolve condições materiais imprevisíveis.

Assim sendo, considera-se que a simulação numérica com carregamento monotónico apresenta um desempenho satisfatório para o estudo de pórtico de BA com PEA e serão avaliadas as respostas estruturais obtidas para as variantes de cada um dos espécimes mediante a simulação numérica com carregamento monotónico.

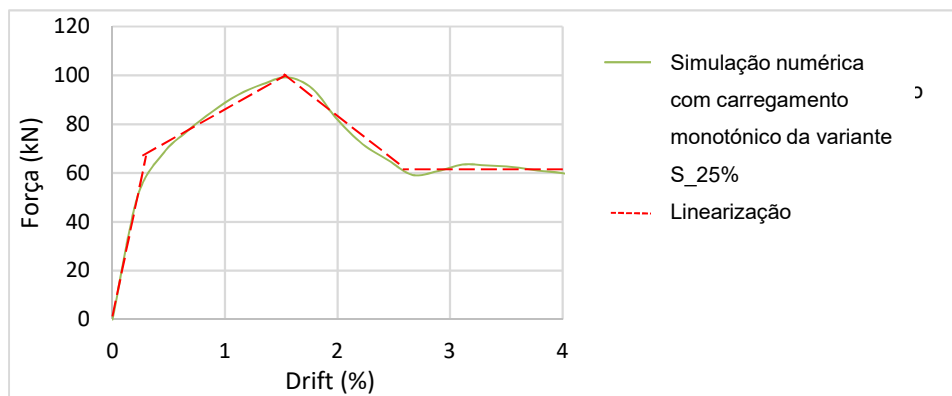
4.3 ANÁLISE DAS VARIANTES DOS MODELOS COM CARREGAMENTO MONOTÓNICO

4.3.1 RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

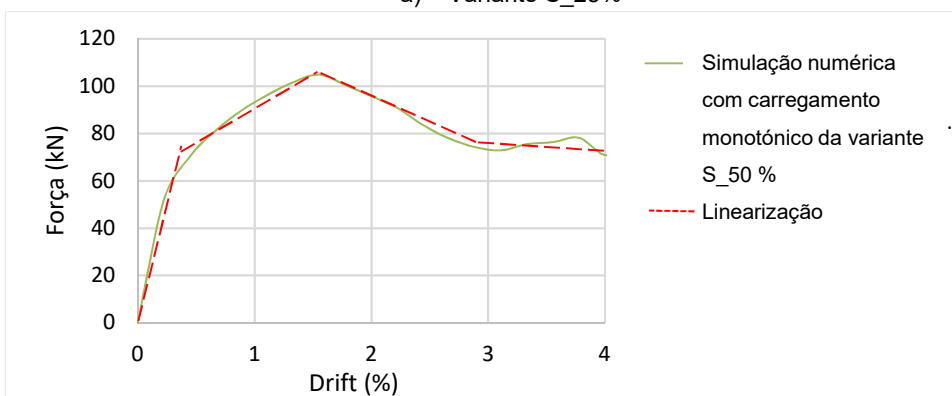
De acordo ao descrito na secção anterior, a análise numérica com carregamento monotónico apresenta algumas incertezas e limitações em relação à análise numérica com carregamento cíclico, nomeadamente na estimativa de parâmetros como a força lateral máxima e a rigidez inicial. Foi demonstrado que os erros resultantes para a estimativa destes parâmetros são reduzidos e aceitáveis, com ressalva para a estimativa dos parâmetros para o espécime M2, que apresentam erros maiores. No entanto, apesar desta variação, o menor esforço computacional requerido para as simulações numéricas com carga monotónica em relação ao requerido para as simulações numéricas com carga cíclicas justifica a escolha deste tipo de análise para o estudo do comportamento estrutural das variantes dos espécimes seleccionados (S e M2) considerando ligeiras alterações na sua geometria.

Para se proceder à análise destas alterações foram modeladas quatro variantes para cada um dos espécimes S e M2 das campanhas experimentais realizadas por Kakaletsis (Kakaletsis 2008; Kakaletsis e Karayannis 2009) e Pires (1990), seguindo a mesma estratégia de modelação proposta por Mohamed (2016), introduzindo aumentos graduais de 25% no vão até atingir o dobro do vão. As modelações e as análises monotónicas foram realizadas com recurso ao software Ansys (Ansys 2012). As variantes do espécime S foram chamadas S_25%, S_50%, S_75% e S_100% e as variantes do espécime M2 de M2_25%, M2_50%, M2_75% e M2_100%, cujas dimensões estão descritas no capítulo anterior, Quadro 3.3.

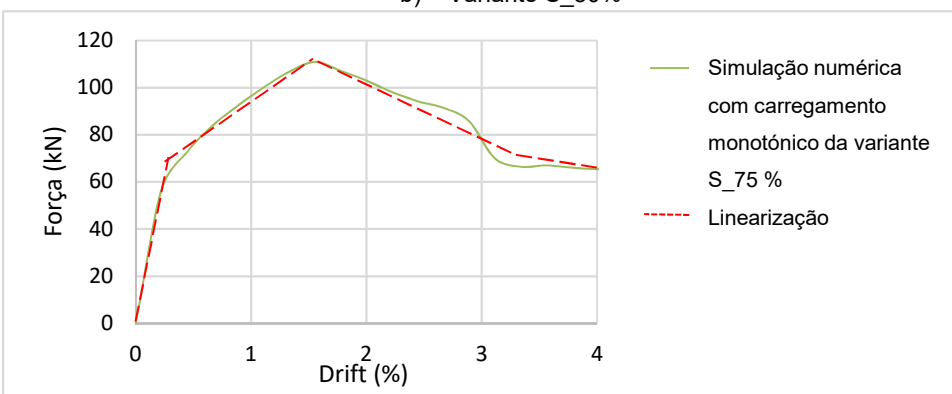
Para se proceder a uma análise coerente, as curvas de comportamento apresentam o formato utilizado na secção anterior e os parâmetros a comparar serão os mesmos que foram considerados na linearização dos espécimes originais, nomeadamente a rigidez inicial, a força lateral máxima, a força lateral residual e os respetivos drifts associados, definidos de acordo com a linearização de cada uma das variantes. As figuras 4.7 e 4.8 ilustram as linearizações e sequencialmente, são apresentadas nas figuras 4.9 e 4.10 as curvas de força-deslocamento de cada variante em conjunto com as curvas obtidas da simulação numérica com carga monotónica da variante com vão imediatamente inferior, do ensaio experimental e da simulação numérica com carga cíclica do modelo original para facilitar a identificação das alterações resultantes do aumento da largura do vão. Os deslocamentos estão representados em forma de drifts para facilitar a interpretação e por simplificação serão representados apenas as envolventes positivas admitindo que o comportamento para as envolventes cíclicas e para as simulações monotónicas seja aproximadamente simétrico para carregamentos negativos.



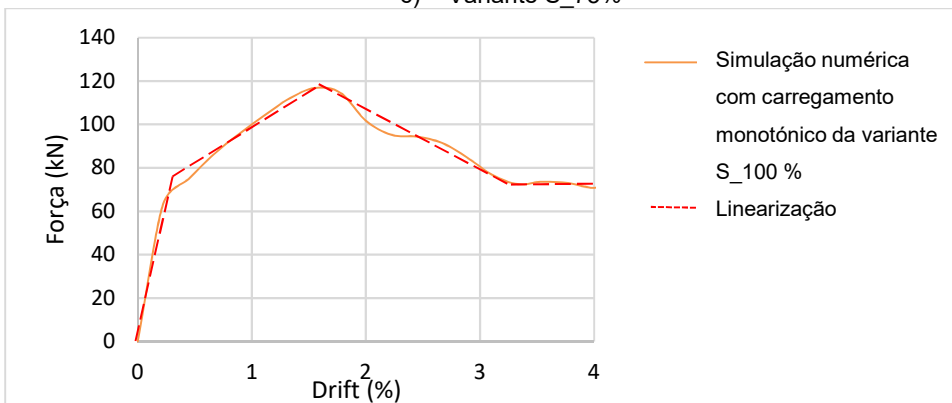
a) Variante S_25%



b) Variante S_50%



c) Variante S_75%



d) Variante S_100%

Fig. 4.7 - Linearização das curvas de comportamento das variantes do espécime S

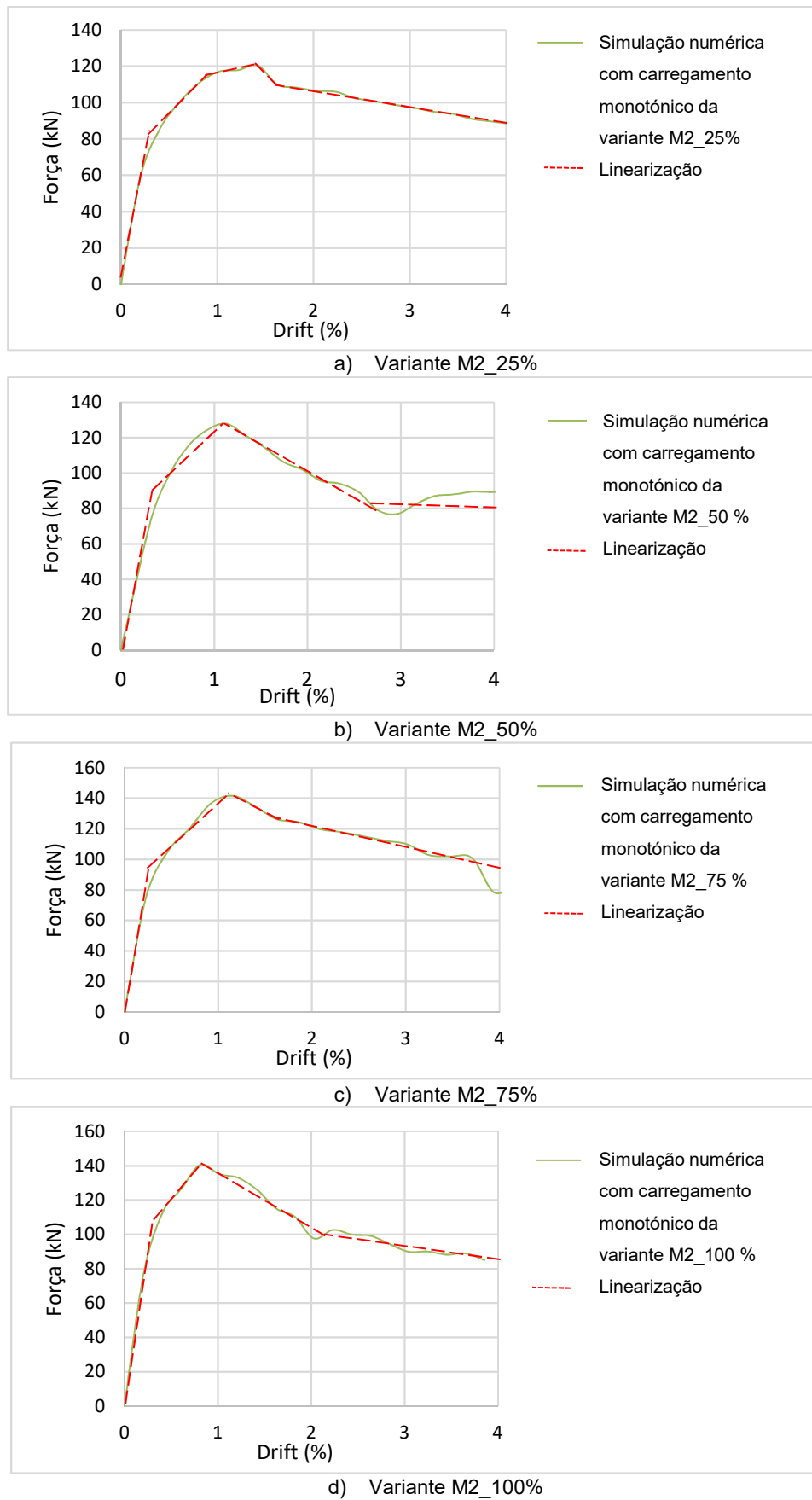


Fig. 4.8 - Linearização das curvas de comportamento das variantes do espécime M2

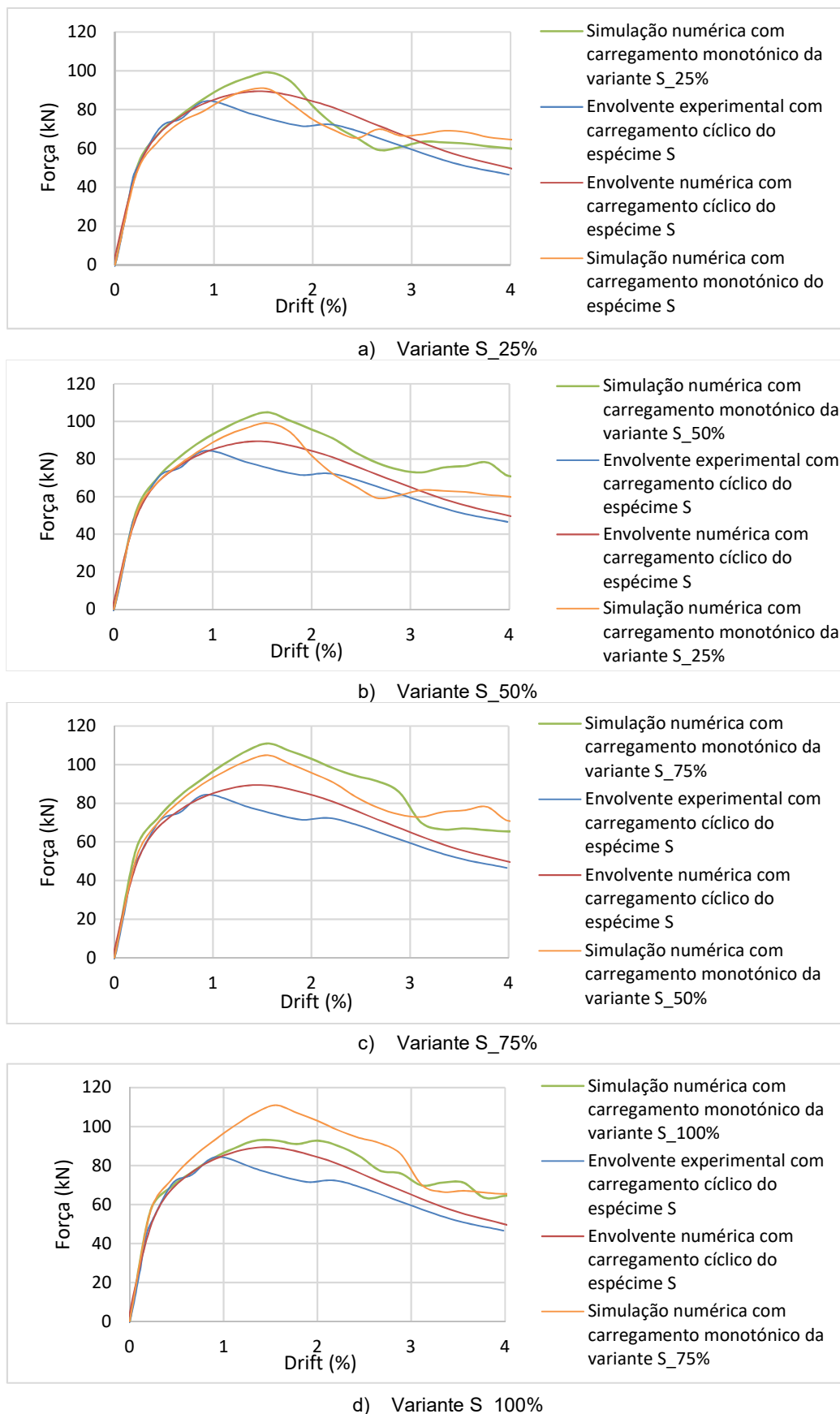
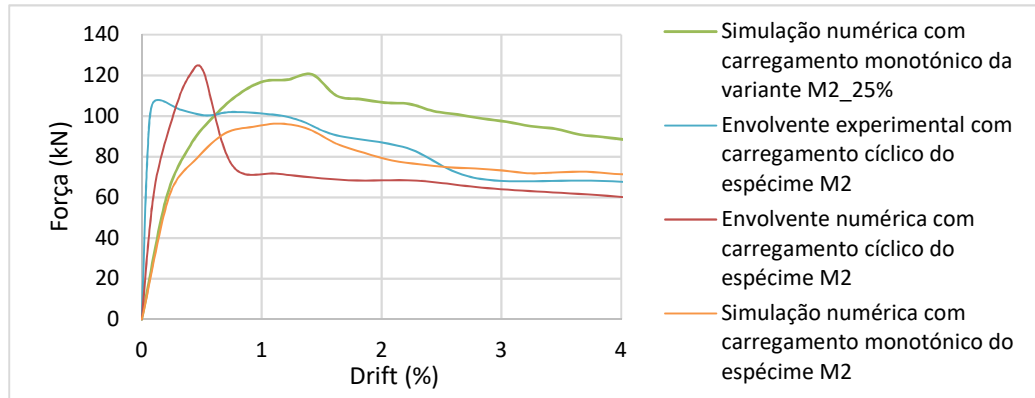
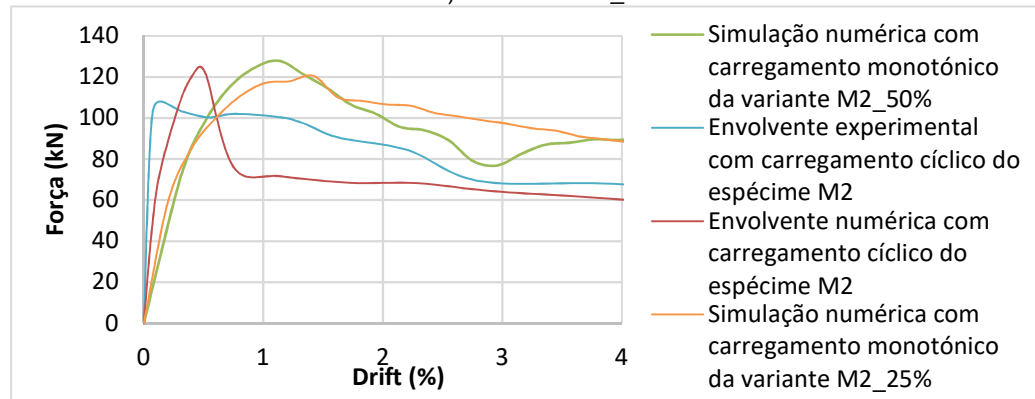


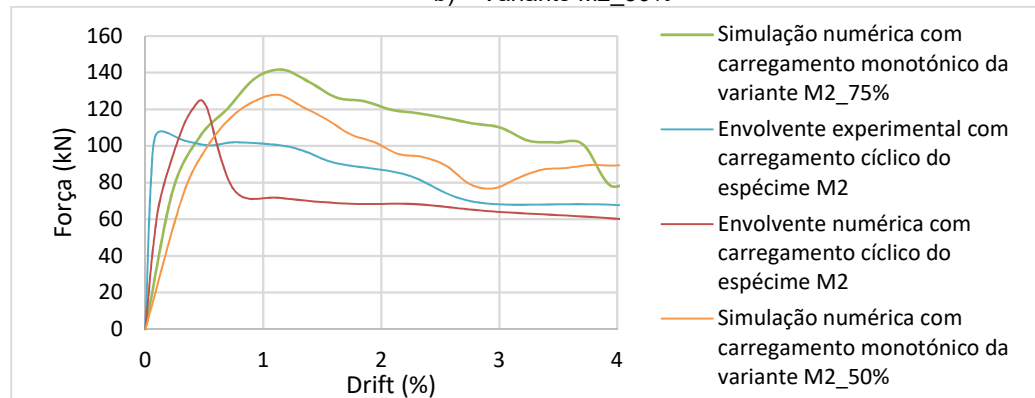
Fig. 4.9 Curvas de força-drift para análise das variantes do espécime S



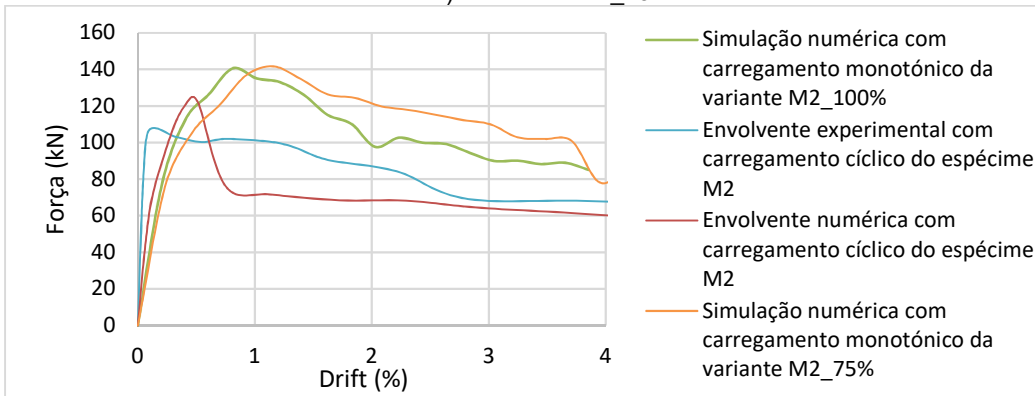
a) Variante M2_25%



b) Variante M2_50%



c) Variante M2_75%



d) Variante M2_100%

Fig. 4.10- Curvas de força-drift para análise das variantes do espécime M2

Com base na análise das figuras 4.9 e 4.10, foi possível identificar, no geral, um aumento da força lateral máxima suportada pelo sistema estrutural e uma maior rigidez inicial em função do aumento do vão do respetivo modelo numérico. Portanto, verifica-se que estes sistemas estruturais têm maior capacidade para suportarem carregamentos horizontais e em consequência é necessária uma maior força de carregamento para atingir o mesmo deslocamento da variante associada ao mesmo modelo original com menor dimensão e com menor rigidez inicial. Verificou-se também que a força lateral residual obtida nas análises numéricas com carga monotónica não apresentam um aumento ou diminuição uniforme e proporcional ao aumento do vão das diferentes variantes. Desta forma, e porque se registam valores aproximados para as diferentes variantes, é possível concluir que embora haja um aumento na força lateral máxima e da rigidez inicial, o sistema apresenta maior ductilidade com o aumento do vão dos modelos.

Relativamente ao deslocamento associado à força máxima suportada pelos sistemas, obtiveram-se valores superiores ao registados pela análise com carregamento cíclico. No entanto, no modelo S, este deslocamento é contante para todas as variantes, enquanto que no modelo M2 não é possível identificar uma tendência evidente de aumento da mesma.

Nas figuras 4.11 a 4.14 são apresentadas as variações dos valores da força lateral máxima e da rigidez inicial obtidas nas diferentes análises. Os gráficos apresentados sugerem uma relação linear com o aumento do vão para as análises com carregamento monotónico. No Quadro 4.3 e no Quadro 4.4 estão representados os valores destes parâmetros.

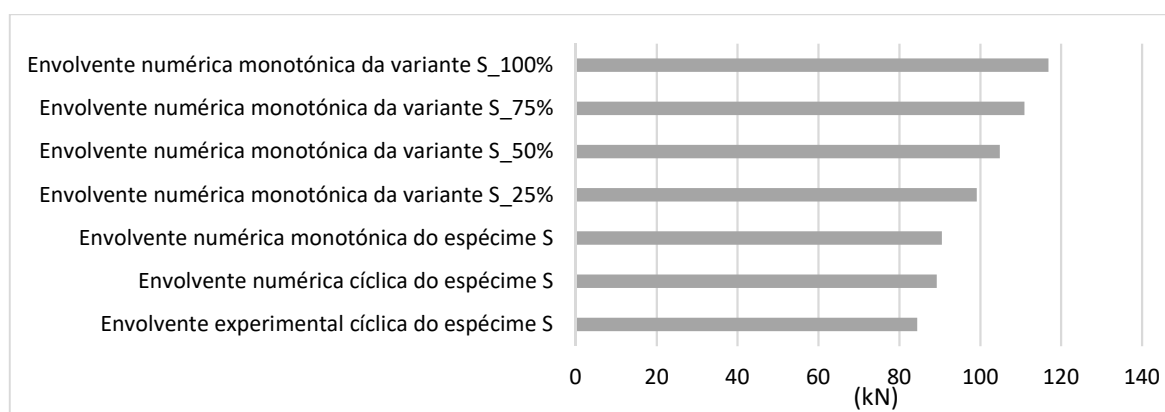


Fig. 4.11 - Variação da força lateral máxima para as diferentes análises do modelo S

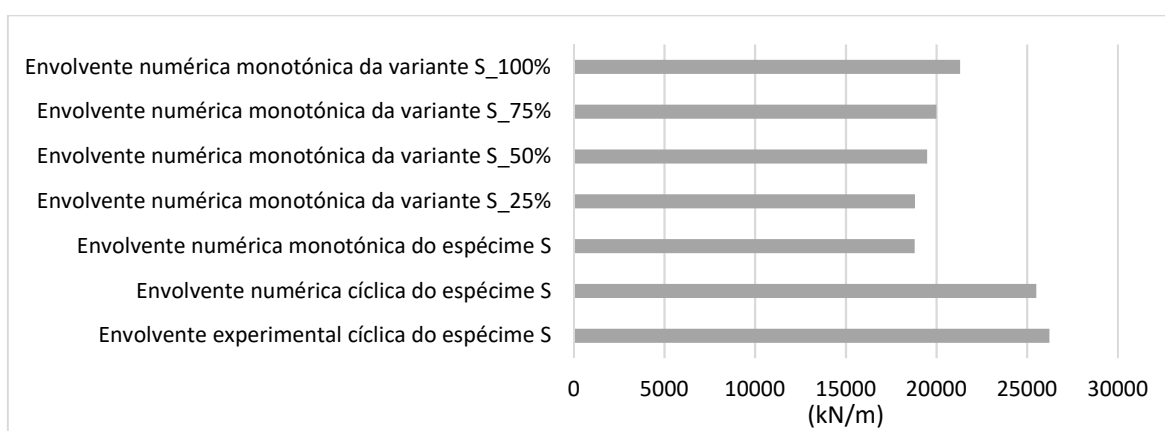


Fig. 4.12 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo S

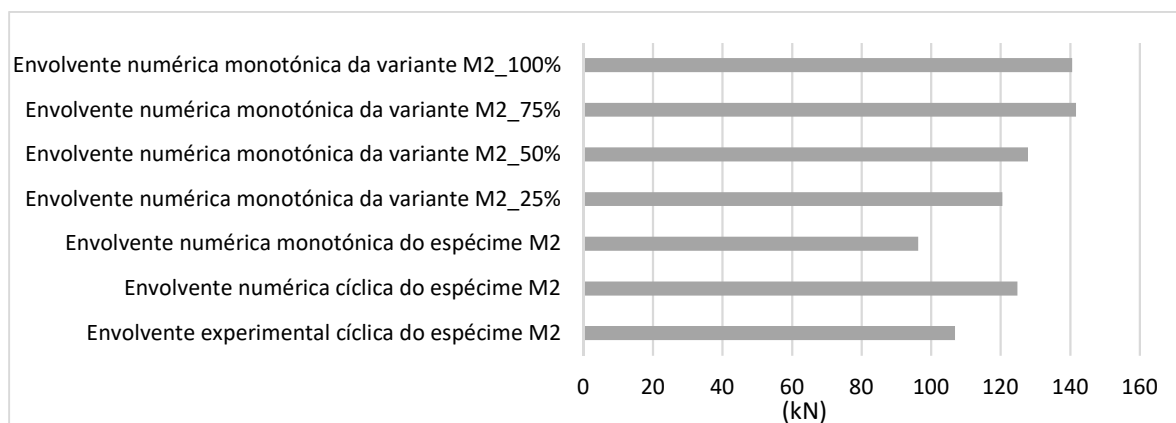


Fig. 4.13 - Variação da força lateral máxima para as diferentes análises do modelo M2

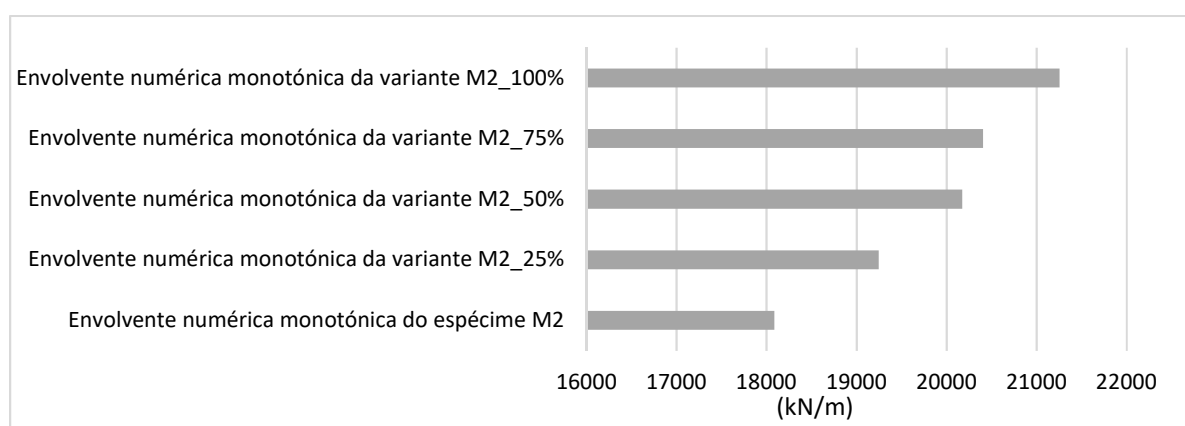


Fig. 4.14 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo M2

Na figura 4.14 esta suprimido o valor da rigidez inicial do ensaio experimental e da envolvente numérica cíclica, porque os valores são demasiado elevados e a sua inclusão não permitiria ter resolução suficiente para se conseguir ler alguns resultados dos outros valores, no entanto estes valores estão incluídos no Quadro 4.4.

Quadro 4.3 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do espécime S

Espécimes	Descrição	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (%)	$F_{máx}$ (kN)	$\delta_{máx}$ (%)	F_R (kN)	δ_R (%)
S	Envolvente experimental cíclica S	26222,22	59	0,25	84,46	0,93	46,56	3,98
	Envolvente numérica cíclica S	25514,40	62	0,27	89,25	1,36	49,24	4,04
	Envolvente numérica monotónica S	18803,42	66	0,39	90,54	1,56	62,00	4
	Envolvente numérica monotónica S_25%	18813,89	68	0,40	99,19	1,56	62,65	4
	Envolvente numérica monotónica S_50%	19494,44	70	0,40	104,86	1,56	68,00	4
	Envolvente numérica monotónica S_75%	20000,00	72	0,40	110,94	1,56	65,44	4
	Envolvente numérica monotónica S_100%	21304,84	75	0,39	116,86	1,56	70,78	4

Quadro 4.4 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do espécime M2

Espécimes	Descrição	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (%)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (%)	F_R (kN)	δ_R (%)
M2	Envolvente experimental cíclica M2	95072,46	82	0,05	106,92	0,97	67,63	4
	Envolvente numérica cíclica M2	31304,35	81	0,15	124,80	0,48	59,93	4
	Envolvente numérica monotónica M2	18086,96	78	0,25	96,27	1,16	70,94	4
	Envolvente numérica monotónica M2_25%	19246,38	83	0,25	120,48	1,42	88,17	4
	Envolvente numérica monotónica M2_50%	20173,91	87	0,25	127,88	1,13	79,00	4
	Envolvente numérica monotónica M2_75%	20405,80	88	0,25	141,66	1,16	78,40	4
	Envolvente numérica monotónica M2_100%	21256,04	110	0,30	140,60	0,81	85,06	4

Com o objetivo de confirmar a possível relação linear entre os parâmetros avaliados nas variantes dos modelos originais, nomeadamente a força lateral máxima e a rigidez inicial, obtidos através das simulações numéricas monotónicas em função do aumento proporcional do vão do modelo original, procedeu-se à avaliação das linhas de tendência. Esta abordagem mostra existir uma relação linear entre o vão da estrutura e a rigidez inicial e força lateral máxima como demonstrado na Fig. 4.15 e na Fig. 4.16. Os pontos são equidistantes, em que o primeiro ponto corresponde ao valor do parâmetro obtido através da simulação numérica monotónica do modelo original e os seguintes pontos correspondem aos das variantes consideradas. Os valores destes parâmetros foram normalizados com os valores dos modelos originais.

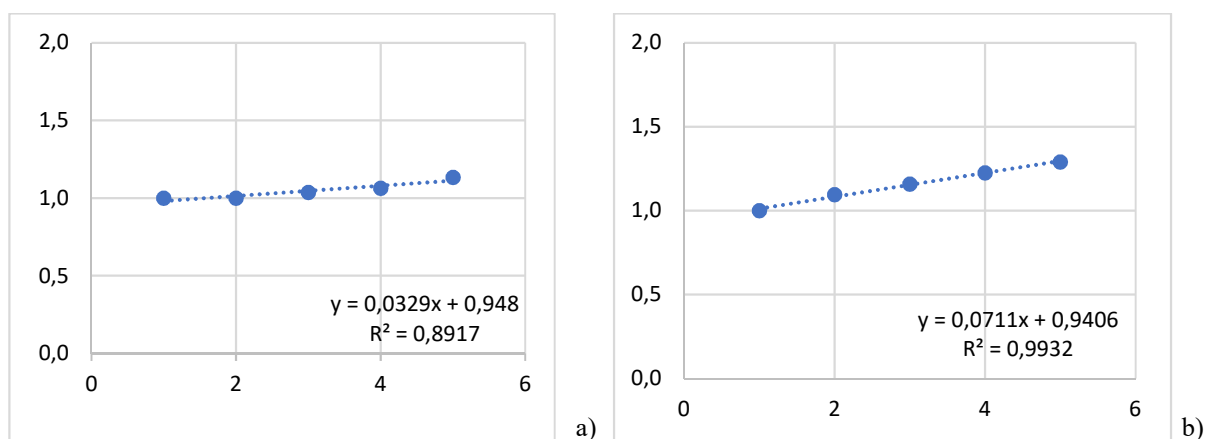
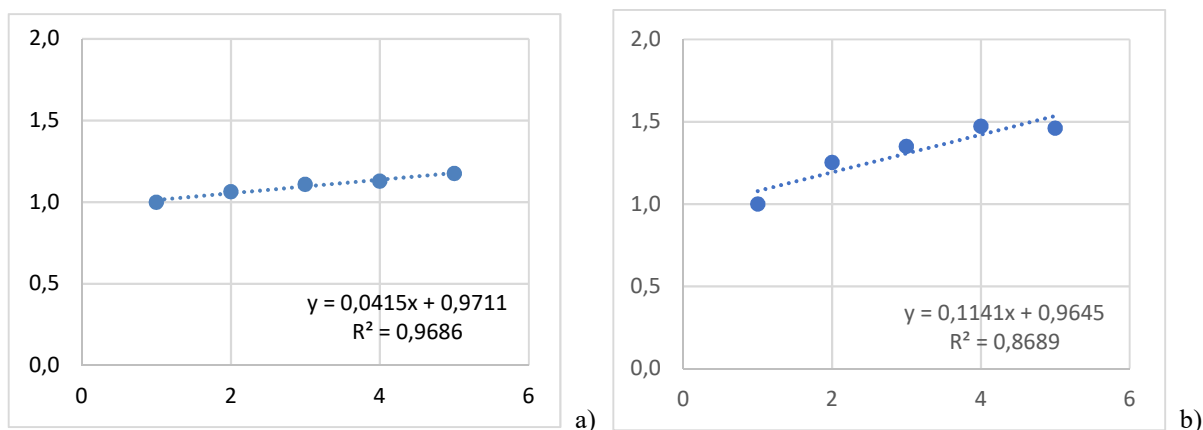


Fig. 4.15 - Correlações lineares para o espécime S; a) Linearidade da evolução da rigidez inicial para o espécime S; b) Linearidade da evolução da força lateral máxima para o espécime S



É evidente a existência da correlação linear entre o comprimento do vão do pórtico e os parâmetros de rigidez inicial e força lateral máxima. Os valores do coeficiente correlação linear, R^2 , são positivos e próximos de 1 revelando assim, que a correlação linear é relevante. O aumento das dimensões dos espécimes justifica em 90% a variação da rigidez inicial e da força lateral máxima verificada. A constatação deste facto facilita a previsão destes parâmetros, e com algum rigor, para análises monotónicas com outras dimensões de vãos.

4.3.2 VARIAÇÃO ACUMULADA NAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS COM CARREGAMENTO MONOTÓNICO

Para quantificar os erros acumulados pelo aumento das dimensões do vão para cada modelo numéricos em comparação aos resultados obtidos através das simulações monotónicas dos modelos originais, recorreu-se à definição do parâmetro ε_2 , através da expressão (4.2). Este parâmetro representa a variação entre os resultados obtidos das simulações numéricas monotónicas das variantes e o correspondente modelo original. Portanto, este parâmetro avalia a variação duma determinada propriedade da curva de comportamento associada à análise monotónica provocada apenas pelo aumento do vão.

Para a sua definição considera-se que o erro associado ao recurso a simulações numéricas monotónicas em alternativa às simulações numéricas cíclicas ε_1 , definido na expressão (4.1), é constante para todas as variantes do modelo original. Além disso, a comparação entre os resultados obtidos através das simulações numéricas monotónicas já estão abrangidas pelo erro ε_1 .

$$X_{variante} = X_{original} \cdot \varepsilon_2 \quad (4.2)$$

onde $X_{variante}$ é o valor obtido na simulação numérica monotónica de uma variante do modelo original para um determinado parâmetro e $X_{original}$ é o valor desse parâmetro para a simulação numérica monotónica do modelo original correspondente.

A variação ε_2 foi analisado para a rigidez inicial, a força lateral máxima, o drift associado à força lateral máxima e a força lateral residual. A variação referente ao drift associado à força lateral residual não foi avaliada porque todas as variantes foram analisadas até um drift de 4%. Os valores do ε_2 são apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Variação do ε_2 associados aos diferentes parâmetros considerados

Parâmetros	Variante	S	M2
K_1	_25%	1,00	1,06
	_50%	1,04	1,12
	_75%	1,06	1,13
	_100%	1,13	1,18
$F_{máx}$	_25%	1,10	1,25
	_50%	1,16	1,33
	_75%	1,23	1,47
	_100%	1,29	1,46
$\delta_{máx}$	_25%	1,00	1,23
	_50%	1,00	0,97
	_75%	1,00	1,00
	_100%	1,00	0,70
F_R	_25%	1,01	1,24
	_50%	1,10	1,11
	_75%	1,06	1,11
	_100%	1,14	1,20

A análise dos valores de ε_2 revela a existência de um acréscimo da variação com o aumento das dimensões dos modelos originais para a rigidez inicial e para a força lateral máxima suportada pelo sistema. Este resultado era expectável, tendo em conta a correlação linear verificada para estes parâmetros em relação ao aumento do vão. Em relação ao drift associado à força lateral máxima $\delta_{máx}$, a dispersão dos valores de ε_2 é bastante evidente para as variantes do modelo M2, uma vez que não apresentam uma tendência uniforme, resultando consequentemente numa maior incerteza. Para o modelo S esta variação é contante para todas as variantes. Relativamente à força lateral residual, a variação ε_2 revela igualmente uma dispersão de valores, sem se verificar um padrão consoante o aumento do vão. No entanto estes valores não apresentam diferenças significativas.

Para o modelo M2, em comparação com o modelo S, os valores de ε_2 apresentam uma maior variação, o que era expectável, tendo em conta que para o modelo original a simulação numérica com carregamento monotónico não capta a força lateral máxima obtida através da simulação numérica com carregamento cíclico, apresentando uma diferença na ordem dos 20%. Os restantes parâmetros apresentam igualmente diferenças significativas.

Relativamente ao modelo S, a variação de ε_2 em função do aumento das dimensões dos modelos apresenta em média valores entre 2% ~ 7% para a rigidez inicial e valores entre 6% ~ 7% para a força lateral máxima. Ou seja, com o aumento de 25% do vão da estrutura, espera-se um aumento correspondente a (2% ~ 7%) e (6% ~ 7%) para a rigidez inicial e para a força lateral máxima, respetivamente. Para o

modelo M2, estes valores de ε_2 correspondem a 1% ~ 6% para a rigidez inicial e 1% ~ 14% para a força lateral máxima, consoante o aumento das dimensões do modelo.

4.4 ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DO COMPORTAMENTO EM CARREGAMENTO CÍCLICO

4.4.1 METODOLOGIA PROPOSTA

Verificou-se que as simulações numéricas com carregamento monotónico são ferramentas alternativas interessantes para o estudo do desempenho de pórticos de BA com PEA.

Apesar de apresentarem alguma variabilidade quanto a representação dos parâmetros analisados (com maior incidência para o modelo M2, na captação da força lateral máxima suportada pelo sistema quando sujeito a carregamento cíclico) indicam ser competentes na representação do comportamento global estrutural do sistema.

Os valores resultantes da simulação numérica com carga monotónica para todos os parâmetros analisados apresentam uma boa aproximação aos valores correspondentes obtidos da simulação numérica com carregamento cíclico. Neste sentido, é proposto uma metodologia para estimar os parâmetros do comportamento com carga cíclica através dos dados obtidos na simulação com carregamento monotónico, criando a possibilidade de determinar a envolvente da simulação numérica cíclica com uma boa aproximação dos resultados experimentais envolvendo menor esforço computacional.

Neste contexto, propõe-se uma metodologia de extrapolação dos parâmetros que definem a curva de comportamento de força-drift resultantes da análise numérica com carregamento monotónico, em função da linearização proposta nesta dissertação, que envolva, a rigidez inicial, K_1 , dada pela força lateral e drift associado à primeira quebra de rigidez do sistema, F_1 e δ_1 , a força lateral máxima suportada pelo sistema e correspondente drift, $F_{máx}$ e $\delta_{máx}$, bem como a força residual associada ao drift máximo imposto ao sistema, F_R e δ_R . Os valores destes parâmetros estão descritos no Quadro 4.3 e no Quadro 4.4 e foram obtidos na simulação numérica com carregamento monotónico para os modelos originais e variantes correspondentes.

A metodologia proposta envolve a definição de dois parâmetros principais, um representa a relação entre as simulações numéricas cíclicas e as simulações numéricas monotónicas, denominado por ΔK_a , e outro relativo a relação entre os valores obtidos pela simulação numérica monotónica às variantes e os modelos originais correspondentes, denominado por ΔK_b , definidos pelas expressões (4.3) e (4.4), onde $X^{n,m}$ representa o valor do parâmetro considerado obtido na simulação numérica monotónica, $X^{n,c}$ representa o valor do parâmetro considerado obtido na simulação numérica cíclica e $X^{n,m,variante}$ corresponde ao valor do parâmetro considerado para a simulação numérica monotónica a uma das variantes.

$$\Delta K_a = \frac{X^{n,m}}{X^{n,c}} \quad (4.3)$$

$$\Delta K_b = \frac{X^{n,m,variante}}{X^{n,c}} \quad (4.4)$$

Através destes dois parâmetros definidos, pretende-se chegar ao valor que resultaria de uma simulação numérica cíclica às variantes analisadas nesta dissertação. Portanto, os valores resultantes da simulação numérica cíclica para cada um dos parâmetros definidos serão obtidos a partir da expressão (4.5), onde $X^{n,c,variante}$ é o valor do parâmetro considerado para a simulação numérica cíclica de cada uma das variantes.

$$X^{n,c,variante} = \frac{\Delta K_b}{\Delta K_a} * X^{n,m} \quad (4.5)$$

Da metodologia proposta foram extraídos os valores apresentados desde o Quadro 4.6 ao Quadro 4.19, para os diferentes parâmetros e par as diferentes variantes.

Quadro 4.6 - Valores estimados para K_1 nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
S_25%	0,74	1,00	25528,61
S_50%		1,04	26452,06
S_75%		1,06	27138,05
S_100%		1,13	28908,59

Quadro 4.7 - Valores estimados para F_1 nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
S_25%	1,06	1,03	63,63
S_50%		1,06	65,93
S_75%		1,09	67,64
S_100%		1,13	70,25

Quadro 4.8 - Valores estimados para δ_1 nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
S_25%	1,44	1,03	2,49
S_50%		1,03	2,49
S_75%		1,03	2,49
S_100%		1,00	2,43

Quadro 4.9 - Valores estimados para $F_{m\acute{a}x}$ nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para $F_{m\acute{a}x}$ (kN)
S_25%	1,01	1,10	97,78
S_50%		1,16	103,36
S_75%		1,23	109,36
S_100%		1,29	115,19

Quadro 4.10 - Valores estimados para $\delta_{m\acute{a}x}$ nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para $\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
S_25%	0,98	1,17	14,34
S_50%			
S_75%			
S_100%			

Quadro 4.11 - Valores estimados para F_R nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_R (kN)
S_25%	1,01	1,01	49,75
S_50%		1,10	54,00
S_75%		1,06	51,97
S_100%		1,14	56,21

Quadro 4.12 - Valores estimados para δ_R nas variantes de S através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_R (mm)
S_25%	0,99	1,00	36,39
S_50%			
S_75%			
S_100%			

Quadro 4.13 - Valores estimados para K_1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
M2_25%	0,58	1,06	33311,04
M2_50%		1,12	34916,39
M2_75%		1,13	35317,73
M2_100%		1,18	36789,30

Quadro 4.14 - Valores estimados para F_1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
M2_25%	0,96	1,06	86,19
M2_50%		1,12	90,35
M2_75%		1,13	91,38
M2_100%		1,41	114,27

Quadro 4.15 - Valores estimados para δ_1 nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
M2_25%	0,96	1,0	2,59
M2_50%		1,0	2,59
M2_75%		1,0	2,59
M2_100%		1,2	3,11

Quadro 4.16 - Valores estimados para $F_{m\acute{a}x}$ nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para $F_{m\acute{a}x}$ (kN)
M2_25%	0,77	1,25	156,20
M2_50%		1,33	165,79
M2_75%		1,47	183,65
M2_100%		1,46	182,27

Quadro 4.17 - Valores estimados para $\delta_{m\acute{a}x}$ nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para $\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
M2_25%	2,40	1,23	10,19
M2_50%		0,97	8,11
M2_75%		1,00	8,32
M2_100%		0,70	5,85

Quadro 4.18 - Valores estimados para F_R nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_R (kN)
M2_25%	1,18	1,24	74,50
M2_50%		1,11	66,74
M2_75%		1,11	66,24
M2_100%		1,20	71,86

Quadro 4.19 - Valores estimados para δ_R nas variantes de M2 através da metodologia proposta

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_R (mm)
M2_25%	1,00	1,00	69,00
M2_50%		1,00	69,00
M2_75%		1,00	69,00
M2_100%		0,98	67,28

4.4.2 VALIDAÇÃO DAS ESTIMATIVAS PROPOSTAS

A validação dos valores estimados para os parâmetros da curva força-drift foi realizada através de uma comparação com curvas de comportamento obtidas com base em simulações numéricas cíclicas realizadas às quatro variantes do modelo S. Estes resultados constituem um fator de avaliação do desempenho da metodologia proposta para estimar os parâmetros para a simulação numérica cíclica a partir dos resultados das simulações numéricas monotónicas.

As variantes submetidas a análise com carregamento cíclico foram as S_25%, S_50%, S_75% e S_100%, e as curvas resultantes da simulação numérica cíclica e da metodologia proposta para extrapolação dos parâmetros da curva de força-drift estão representadas nas figuras 4.204.17 à 4.20.

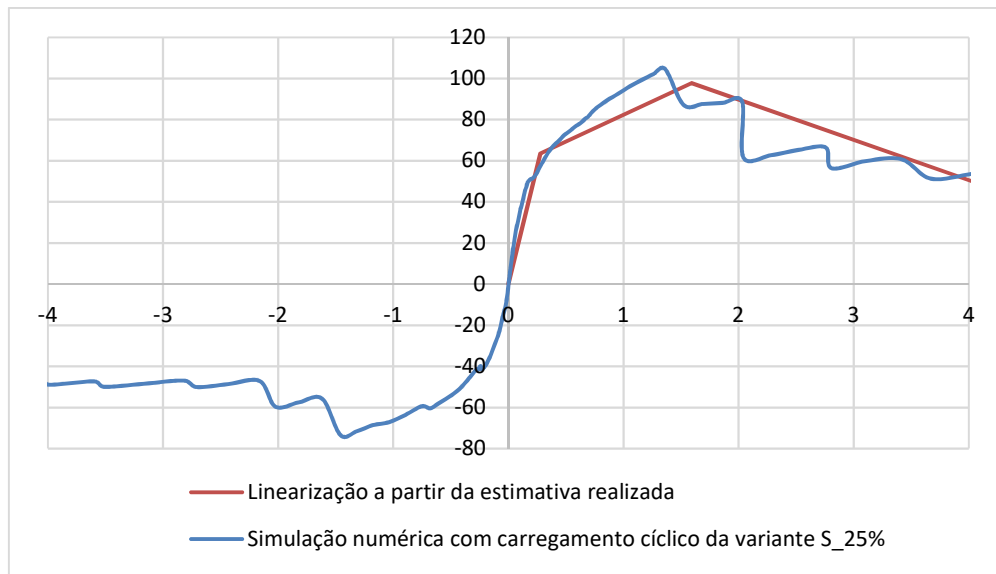


Fig. 4.17 - Representação da estimativa proposta para variante S_25%

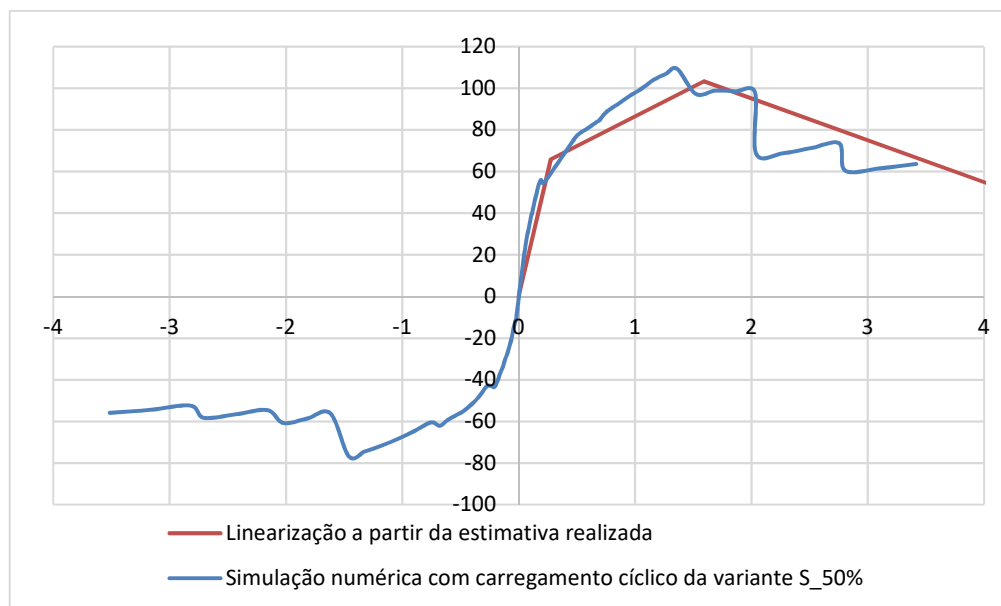


Fig. 4.18 - Representação da estimativa proposta para variante S_50%

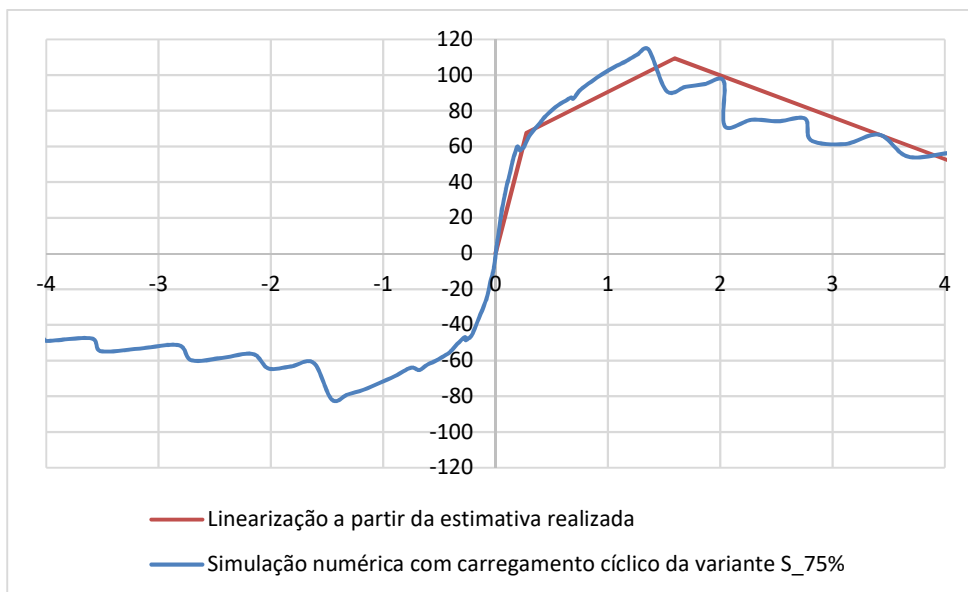


Fig. 4.19 - Representação da estimativa proposta para variante S_75%

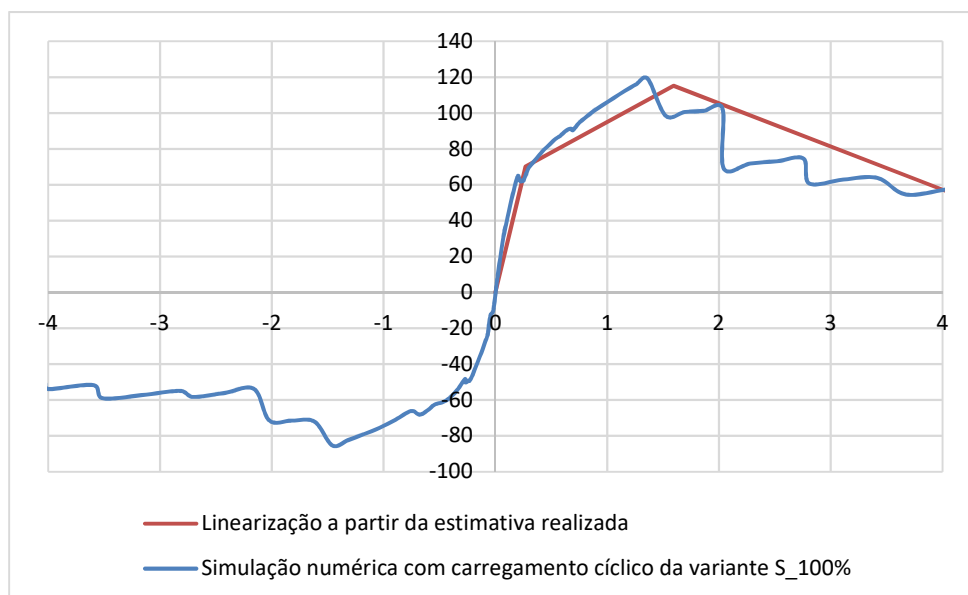


Fig. 4.20 - Representação da estimativa proposta para variante S_100%

A partir do confronto feito entre as simulações numéricas cíclicas às variantes seleccionadas e as estimativas dos parâmetros, é notável que o método proposto fornece valores com uma boa aproximação da possível linearização que seria realizada à envolvente numérica cíclica destas variantes, com ênfase na rigidez inicial e na força lateral máxima, que apresentam diferenças na ordem dos 5%. Os parâmetros associados a definição da rigidez inicial, F_1 e δ_1 , consequentemente também apresentam uma variação reduzida. Em relação a estimativa de $\delta_{máx}$, o valor está sobrestimado em relação à simulação numérica cíclica e apresentam um erro absoluto de 3 mm para variante S_25% e 2 mm para as restantes variantes.

De modo a obter um nível admissível de comparação e validação das análises monotónicas para representar a envolvente da curva de comportamento das análises cíclicas, apresentam-se nas figuras 4.21 a 4.24 a comparação entre as envolventes numéricas cíclicas e as curvas obtidas através das simulações

numéricas monotónicas, consideradas na dissertação, para as variantes S_25%, S_50%, S_75% e S_100%.

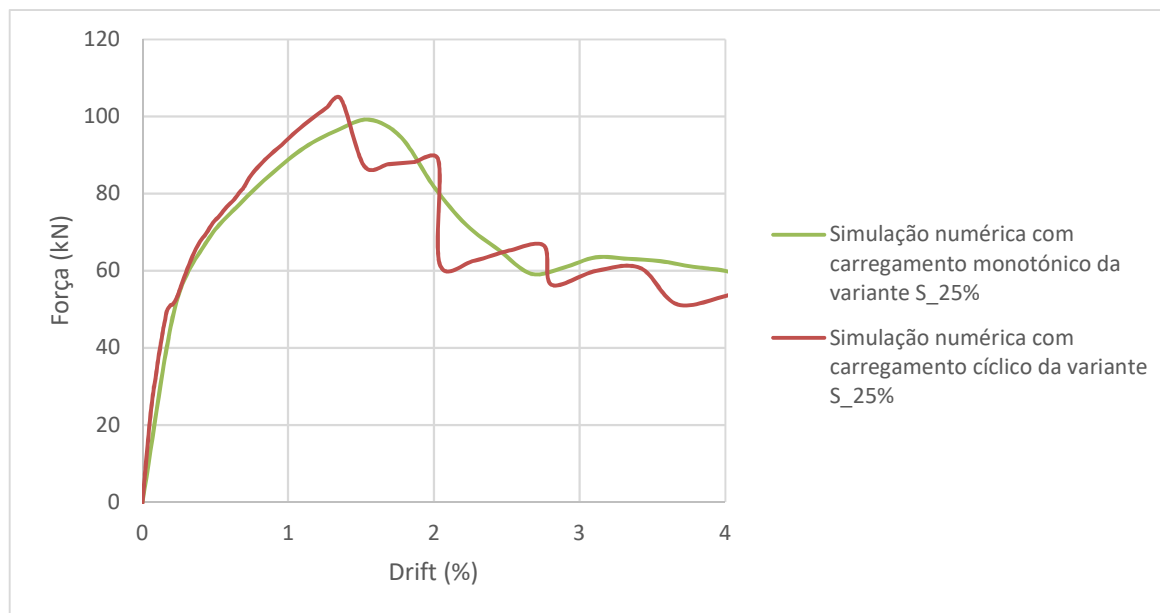


Fig. 4.21 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_25%

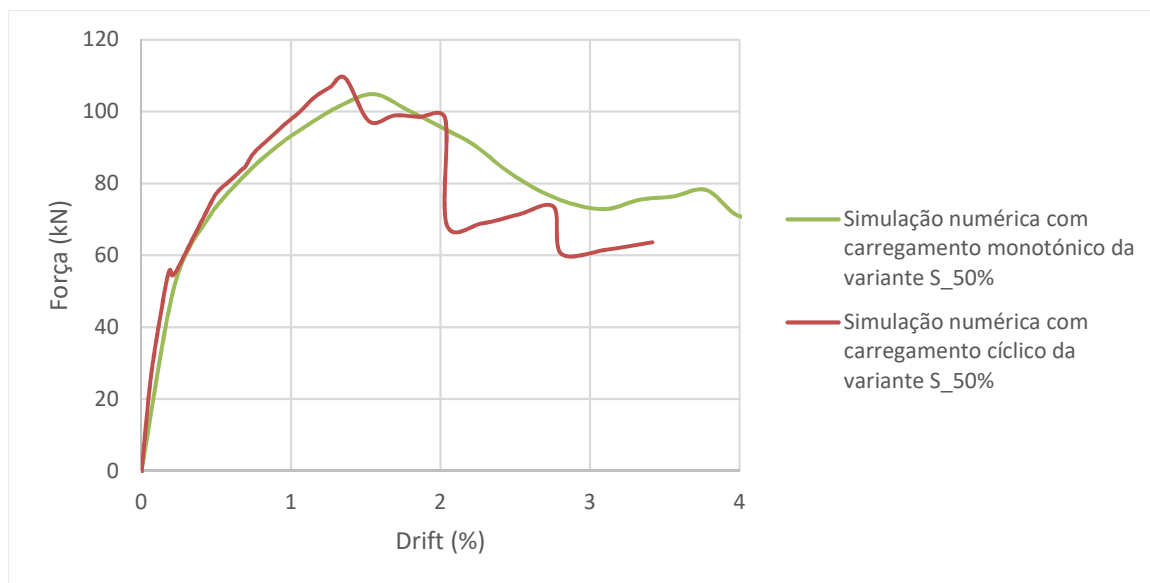


Fig. 4.22 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_50%

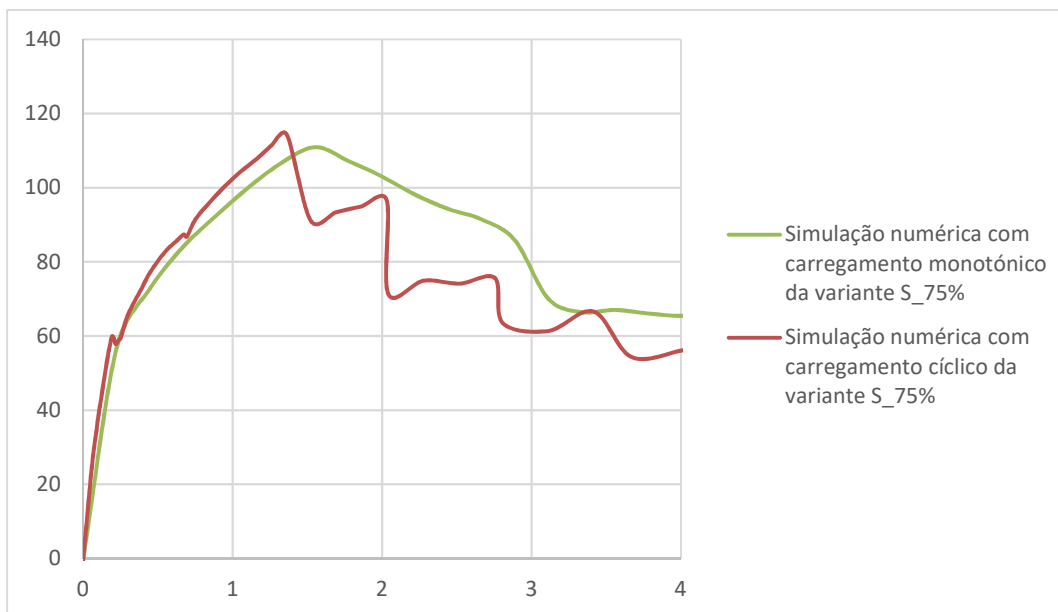


Fig. 4.23 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_75%

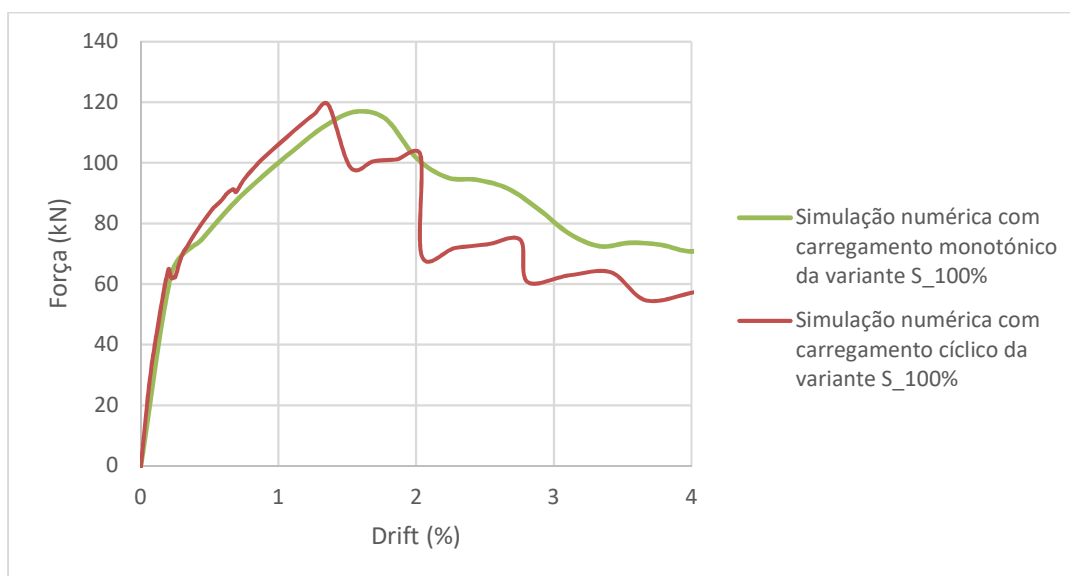


Fig. 4.24 - Curvas de comportamento das simulações cíclica e monotónica da variante S_100%

Estes resultados reforçam a ideia de que as simulações numéricas monotónicas permitem obter uma boa aproximação da representação comportamento global estrutural dos pórticos de BA com PEA quando sujeitos a carregamentos cíclicos, principalmente na fase inicial do carregamento. Portanto, os valores obtidos nas simulações numéricas monotónicas para a rigidez inicial são considerados aceitáveis para as simulações numéricas cíclicas. Relativamente à força lateral máxima, a simulação numérica monotónica subestima o valor em cerca de 5%, 4%, 3% e 4% para as variantes S_25%, S_50%, S_75% e S_100%, respetivamente. O drift associado à força lateral máxima, apesar de sobrestimado em cerca de 10 % para as quatro variantes, apresenta variações muito pequenas devido à ordem de grandeza deste

parâmetro. O gráfico da Fig. 4.25 apresenta os valores para a força lateral máxima obtidos nas simulações numéricas com carregamento cíclico e com carregamento monotónico.

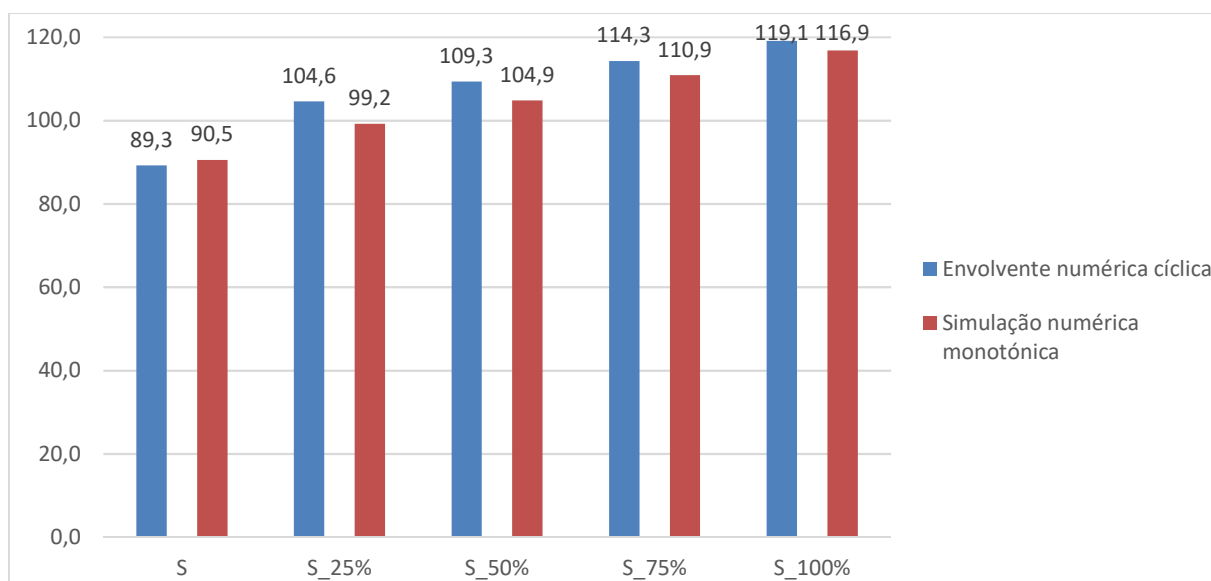


Fig. 4.25 - Força lateral máxima para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas

O confronto das curvas de comportamento obtidas através das duas simulações numéricas referidas é relevante para esclarecer algumas particularidades associadas às análises monotónicas realizadas. Um dos principais aspetos a referir está relacionado com a força lateral máxima, cujos valores obtidos através da simulação numérica monotónica estão subestimados em relação aos valores da simulação numérica cíclica. Apesar dos resultados para este parâmetro apresentarem uma boa aproximação para o modelo original, para as simulações numéricas cíclicas realizadas às variantes S_25%, S_50%, S_75% e S_100%, o valor deste parâmetro é subestimado, o que indica que existe um maior aumento da força lateral máxima consoante o aumento da dimensão do vão para as análises numéricas cíclicas.

Os valores da força lateral máxima obtidos nas simulações numéricas cíclicas também apresentam uma boa correlação linear, sendo o coeficiente de correlação linear próximo a 1, como apresentado na Fig. 4.26. Os valores apresentados foram normalizados em relação a força lateral máxima da simulação numérica cíclica do modelo original, onde o primeiro ponto representa o modelo original e os seguintes pontos as variantes.

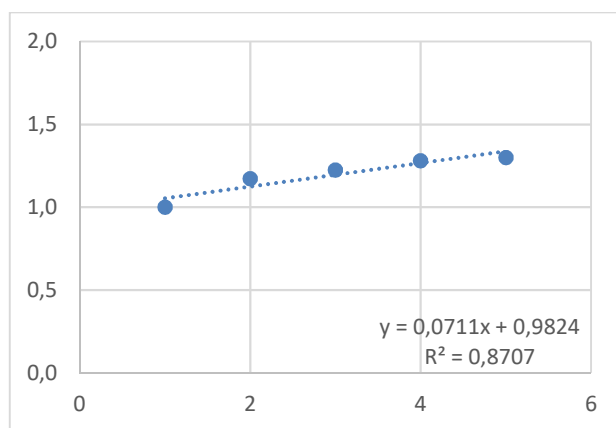


Fig. 4.26 - Correlação linear da força lateral máxima para as simulações numéricas cíclicas do espécime S

4.4.3 AVALIAÇÃO DOS LIMITES DE AUMENTO DO VÃO

Para se proceder à avaliação dos limites de aumento do vão dos modelos M2 e S, de forma a que fosse admissível a utilização destes resultados para modelos semelhantes sujeitos a ligeiros aumentos no vão do painel, admitiu-se que, apesar dos deslocamentos associados à força lateral máxima apresentarem ligeiros desvios, como anteriormente referidos, estes desvios têm um impacto relativamente reduzido na avaliação da curva de comportamento devido à ordem de grandeza destes parâmetros.

Relativamente à força lateral residual, embora os resultados obtidos para as diferentes variantes não apresentem grande variação, não foi possível identificar um padrão de aumento ou redução em função do aumento do vão, e o deslocamento associado a esta força é um parâmetro fixo e imposto como valor máximo para às análises.

Assim sendo, os parâmetros considerados essenciais para a validação dos valores resultantes das simulações numéricas para modelos semelhantes com um ligeiro aumento do vão são a rigidez inicial e a força lateral máxima suportada pelo sistema estrutural. O critério proposto para a validação é que a variação dos valores destes parâmetros não seja superior a 10%.

Relativamente ao espécime S, as simulações numéricas monotónicas conduziram a boas aproximações dos valores da rigidez inicial obtidos nas simulações numéricas cíclicas. Assim, os valores considerados para este parâmetro são os mesmos obtidos nas simulações numéricas monotónicas. Para os valores da força lateral máxima recorreu-se à aproximação obtida através da correlação linear da simulação numérica cíclica. No entanto, relativamente ao modelo M2, recorreu-se aos valores obtidos através da metodologia proposta para estimativa dos parâmetros do comportamento cíclico para os dois parâmetros, devido às diferenças nos resultados obtidos na simulação numérica monotónica anteriormente referidas.

Para o modelo S, admite-se que a força lateral máxima que resultou da análise numérica cíclica do modelo original sofre um aumento linear de cerca de 8% em função do aumento do vão em 25%, equivalente a um aumento de 7.12 kN para o aumento de 300 mm de vão no modelo numérico (estes valores foram obtidos através da correlação linear considerada para os resultados da análise numérica cíclica), e que os valores da rigidez inicial são os mesmos que foram obtidos nas simulações numéricas monotónicas.

Relativamente ao modelo M2, admite-se que a força lateral máxima que resultou da análise numérica cíclica do modelo original sofre um aumento linear de cerca de 10% com o aumento do vão em 25%, equivalente a um aumento de 14.24kN para o aumento de 525 mm de vão no modelo numérico (estes valores foram obtidos através de uma correlação linear considerada para os resultados obtidos na estimativa proposta dos parâmetros do comportamento cíclico, e que os valores da rigidez inicial são os obtidos na mesma estimativa proposta.

Assim sendo, avaliou-se o máximo aumento percentual do correspondente vão dos modelos S, M2 e respetivas variantes que não ultrapasse em mais de 10% os valores da rigidez inicial e da força lateral máxima. O critério condicionante para a avaliação dos dois modelos e respetivas variantes foi a força lateral máxima, devido ao menor aumento da força lateral máxima em função do aumento do vão. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 4.20 e no Quadro 4.21.

Esta avaliação revela que as curvas de comportamento dos modelos originais S e M2 obtidas nas simulações numéricas podem ser utilizadas para modelos semelhantes quando o seu vão é aumentado em 17,29% e 5,65%, respetivamente. Relativamente às variantes, verificou-se que, quanto maior o aumento da largura do vão, menor é o aumento percentual do vão limite que respeita as condicionantes impostas, por exemplo, para a variante S_25%, a curva de comportamento é válida até um aumento do vão em 51,49%, equivalente à 618 mm, ou seja, o comportamento estrutural das variantes S_50% e S_75%

podem ser avaliados a partir da curva de comportamento obtida para a variante S_25%. No entanto, para a variante S_50% a curva de comportamento é válida até um aumento do vão em 44,83%, equivalente à 538 mm, ou seja, a sua curva de comportamento só é válida para avaliar o comportamento estrutural da variante S_75%.

Quadro 4.20 - Avaliação dos limites de aumento do vão do modelo S

Modelos	Aumento percentual do vão (%)	Aumento absoluto do vão (mm)
S	17,29	208
S_25%	51,49	618
S_50%	44,83	538
S_75%	29,02	468
S_100%	36,03	432

Quadro 4.21 - Avaliação dos limites de aumento do vão do modelo M2

Modelos	Aumento percentual do vão (%)	Aumento absoluto do vão (mm)
M2	5,65	119
M2_25%	41,29	867
M2_50%	34,81	731
M2_75%	44,31	930
M2_100%	16,64	349

As análises realizadas neste capítulo conduziram às conclusões apresentadas no capítulo seguinte.

5

CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÃO

A presente dissertação teve como objetivo estudar a possibilidade de recorrer a modelos de EF detalhados sujeitos a carregamentos monotónicos para prever os principais parâmetros da curva envolvente do comportamento cíclico de pórticos de BA com PEA.

Numa perspetiva geral, o desempenho da análise com base em simulações numéricas com carregamento monotónico demonstrou uma aproximação razoável na representação do comportamento pretendido. No entanto foram registadas algumas limitações. Assim, sugere-se que esta abordagem alternativa deve servir particularmente como ferramenta de análise preliminar. As limitações associadas a esta análise estão relacionadas com a influência exercida pelas variações significativas nas propriedades dos materiais e na largura do vão, o que torna difícil sistematizar os fenómenos observados.

Uma das limitações identificadas no confronto entre as envolventes de comportamento obtidas de simulações numéricas com carga cíclica e as curvas de comportamento resultantes das simulações numéricas com carregamento monotónico está na representação da degradação da estrutura representada na envolvente cíclica, uma vez que a curva de comportamento monotónico não apresenta o mesmo padrão de degradação da rigidez da estrutura. Por outro lado, não se identificou um aumento sistematizado da força lateral residual com o aumento da largura do vão do pórtico. A força residual associada ao deslocamento máximo imposto ao sistema apresenta valores aproximados entre os modelos originais e respetivas variantes, tanto para as simulações numéricas monotónicas como para as simulações numéricas cíclicas, evidencia um aumento ou diminuição proporcional ao aumento do vão. Assim, admite-se que a definição deste parâmetro sofre uma influência reduzida da geometria da estrutura.

A simulação numérica com carregamento monotónico realizada para o modelo original do espécime M2 não captou a força lateral máxima registada na simulação numérica com carregamento cíclico, o que aumenta o fator de erro associado a esta análise. No entanto, as simulações numéricas com carregamento monotónico revelam um aumento proporcional da rigidez inicial e da capacidade resistente do sistema estrutural em função do aumento da largura do vão do pórtico, o que foi comprovado através das correlações lineares apresentadas.

Foi verificado, também, que existe uma correlação linear nos resultados das simulações numéricas com carregamento cíclico realizadas ao espécime S. Esta correlação revela que o aumento da força lateral máxima proporcional ao aumento da largura do vão é superior do que o verificado nas simulações numéricas com carregamento monotónico. Este facto conduz a um aumento dos erros associados a definição deste parâmetro através de simulações numéricas com carregamento monotónico.

Em relação à rigidez inicial, as simulações monotónicas apresentam um bom desempenho para os modelos originais e as respetivas variantes, o que indica que este parâmetro não é afetado pelo aumento da largura do vão. Portanto, o recurso a simulações numéricas com carregamento monotónico para a estimativa deste parâmetro é viável.

Relativamente aos deslocamentos associados a força lateral máxima, as simulações numéricas com carga monotónica apresentam valores aproximados aos obtidos através das simulações com carga cíclica. O deslocamento associado à rigidez inicial apresenta, no geral, valores maiores do que os obtidos através das simulações numéricas com carga cíclicas. No entanto, devido à ordem de grandeza destes parâmetros, considera-se que essas diferenças são pouco relevantes para a avaliação do comportamento estrutural destes sistemas.

Nesse sentido, considerou-se que a força lateral máxima e a rigidez inicial seriam os principais parâmetros para determinar os possíveis limites de aumento da largura do vão do pórtico de determinados modelos, a partir do qual é necessário recorrer a outro modelo numérico para avaliar o comportamento estrutural do sistema.

Desta análise concluiu-se que, a curva de comportamento dos modelos numérico analisados, é válida quando o seu vão é aumentado até aos limites apresentados no Quadros 4.20 e no 4.21. Verificou-se ainda, que, com o aumento da largura do vão destas estruturas, diminui o aumento percentual do vão limite que respeita as condicionantes impostas para os parâmetros de rigidez inicial e força lateral máxima, relativamente ao modelo S, no entanto, para o modelo M2 estes limites não apresentam um padrão de aumento ou diminuição relativamente ao aumento do vão.

A metodologia proposta deve ser aplicada à outros modelos para analisar a validade dos resultados obtidos.

5.2 TRABALHOS FUTUROS

Na sequência desta dissertação, são sugeridos os seguintes trabalhos futuros:

- Realização de simulações numéricas com carregamentos cíclicos às variantes do modelo M2 igualmente considerado neste estudo;
- Análise da sensibilidade da curva de comportamento de pórticos de BA com PEA quando sujeito à diminuição da largura do vão ou aumento da altura;
- Análises com carregamento cíclico e monotónico para avaliar a sensibilidade da curva de comportamento de pórticos de BA com PEA com aberturas;
- Análise da influência do histórico de carregamento cíclico;
- Análise dos modos de rotura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Chaar, Ghassan, Mohsen Issa e Steve Sweeney. 2002. "Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames". *Journal of Structural Engineering* no. 128 (8):1055.
- Alfano, G e M_A Crisfield. 2001. "Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues". *International journal for numerical methods in engineering* no. 50 (7):1701-1736.
- Angel, Richard, Daniel P Abrams, DANIEL Shapiro, J Uzarski e MARK Webster. 1994. *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*.
- Ansys. 2012. "Theory reference for the mechanical APDL and mechanical applications, Release 14.5, ANSYS Inc". *Canonsburg, USA*.
- Anthoine, A. 1992. "In-plane behaviour of masonry(a literature review)". *EUR(Luxembourg)*.
- Asteris, Panagiotis G, ST Antoniou, Dimitris S Sophianopoulos e Ch Z Chrysostomou. 2011. "Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art". *Journal of Structural Engineering* no. 137 (12):1508-1517.
- Basha, S. H. e H. B. Kaushik. 2016. "Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading". *Engineering Structures* no. 111:233-233 - 245.
- Bayhan, Beyhan e Polat Gülkan. 2011. "Buildings subjected to recurring earthquakes: a tale of three cities". *Earthquake Spectra* no. 27 (3):635-659.
- Bergami, A V. 2007. "Implementation and experimental verification of Models for Nonlinear Analysis of Masonry Infilled RC Frames". *Rome, Italy, Universita degli studi ROMA TRE*.
- Bergami, Alessandro Vittorio e Camillo Nuti. 2015. "Experimental tests and global modeling of masonry infilled frames". *Earthq Struct* no. 9 (2):281-303.
- Bertoldi, SH, LD Decanini e C Gavarini. 1993. "Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico". *Atti del* no. 6:815-24.
- Béton, Comité Euro-International du. 1996. *RC frames under earthquake loading: state of the art report*. Vol. 231: Thomas Telford.
- Buonopane, S. G. e R. N. White. 1999. "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame". *Journal of Structural Engineering* no. 125 (6):578-578-589.
- Chansawat, Kasidit, Damian I Kachlakev, Thomas H Miller e Solomon CS Yim. 2001. "FE Modeling and Experimental Verification of an FRP Strengthened Bridge". Comunicação apresentada em Proceedings, 2001 SEM Annual Conference on Experimental and Applied Mechanics, Portland, Oregon, Society for Experimental Mechanics, June 4.
- Crisafulli, Francisco J e Athol J Carr. 2007. "Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* no. 40 (2):69-77.
- Crisafulli, Francisco Javier. 1997. "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills".

- Decanini, LD e GE Fantin. 1986. "Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos". *Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural* no. 2:817-836.
- Dolšek, Matjaž e Peter Fajfar. 2008. "The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment". *Engineering Structures* no. 30 (7):1991-2001.
- Durrani, Ahmad J e YH Luo. 1994. "Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills". Em *Technical Report*, 1-8. National Center for Earthquake Engineering Research.
- Ehrlich, D., H. D. Guo, K. Molch, J. W. Ma e M. Pesaresi. 2009. "Identifying damage caused by the 2008 Wenchuan earthquake from VHR remote sensing data". *International Journal of Digital Earth* no. 2 (4):309-309-326.
- El-Dakhakhni, Wael W, Mohamed Elgaaly e Ahmad A Hamid. 2003. "Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames". *Journal of Structural Engineering* no. 129 (2):177-185.
- Faison, HEIDI, CD Comartin e K Elwood. 2004. "Reinforced concrete moment frame building without seismic details". *Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE) Housing Report* no. 111.
- Fiorato, Anthony Emil, Mete Avni Sozen e William Leo Gamble. 1970. *An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls*.
- Fiorentino, G., A. Forte, E. Pagano, F. Sabetta, C. Baggio, D. Lavorato, C. Nuti e S. Santini. 2018. "Damage patterns in the town of Amatrice after August 24th 2016 Central Italy earthquakes". *Bulletin of Earthquake Engineering* no. 16 (3):1399-1423.
- Hendry, Arnold W. 1990. *Structural masonry*. Scholium International.
- Holmes, Malcolm. 1961. "Steel frames with brickwork and concrete infilling". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* no. 19 (4):473-478.
- Hu, Jianan, Bo Chen, David J. Smith, Peter E. J. Flewitt e Alan C. F. Cocks. 2016. "On the evaluation of the Bauschinger effect in an austenitic stainless steel—The role of multi-scale residual stresses". *International Journal of Plasticity* no. 84:203-223.
- Induprabha, SAD e KGS Dilrukshi. 2011. "Contribution to numerical modelling of concrete-masonry interface In concrete framed structures with masonry infill".
- Jung, H. S. e S. M. Hong. 2017. "Mapping three-dimensional surface deformation caused by the 2010 Haiti earthquake using advanced satellite radar interferometry". *PLoS ONE* no. 12 (11).
- Kakaletsis, D. 2009. "Masonry infills with window openings and influence on reinforced concrete frame constructions". *WIT Transactions on the Built Environment* no. 104:445-455.
- Kakaletsis, D. J., Karayannis, C. G. 2008. "Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading". *Journal of Earthquake Engineering* no. 12 (2):197-221.
- Kakaletsis, Demetrios J e Christos G Karayannis. 2009. "Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings". *ACI Structural Journal* no. 106 (2):132.

- Kawashima, Kazuhiko, Ömer Aydan, Takayoshi Aoki, Ichizo Kishimoto, Kazuo Konagai, Tomoya Matsui, Joji Sakuta, Noriyuki Takahashi, Sven-Peter Teodori e Atsushi Yashima. 2010. "Reconnaissance Investigation on the Damage of the 2009 L'Aquila, Central Italy Earthquake". *Journal of Earthquake Engineering* no. 14 (6):817-841.
- Kent, Dudley Charles e Robert Park. 1971. "Flexural members with confined concrete". *Journal of the Structural Division*.
- Klingner, Richard E. e Vitelmo V. Bertero. 1978. "Earthquake Resistance Of Infilled Frames". *ASCE J Struct Div* no. 104 (6):973-989.
- Lee, H. S. e S. Woo. 2002. "Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* no. 31 (2):353-353 - 378.
- Li, Bixiong, Zhe Wang, Khalid M Mosalam e Heping Xie. 2008. "Wenchuan earthquake field reconnaissance on reinforced concrete framed buildings with and without masonry infill walls". Comunicação apresentada em The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Lotfi, Hamid R e P Benson Shing. 1994. "Interface model applied to fracture of masonry structures". *Journal of structural engineering* no. 120 (1):63-80.
- Lourenço, P. B., J. O. Barros e J. T. Oliveira. 2004. "Shear testing of stack bonded masonry". *Construction and Building Materials* no. 18 (2):125-125-132.
- Lourenço, Paulo B e Jan G Rots. 1997. "Multisurface interface model for analysis of masonry structures". *Journal of engineering mechanics* no. 123 (7):660-668.
- Mainstone, R. J. 1971. "Summary of paper 7360. On the stiffness and strengths of infilled frames". 1971-06-01.
- Mainstone, RJ e GA Weeks. 1972. "27.-The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffnesses and Strengths of Brick Walls".
- Mainstone, Rowland J. 1974. *Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames*. Building Research Establishment, Building Research Station.
- Mehrabi, A. B., P. B. Shing, M. P. Schuller e J. L. Noland. 1996. "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames". *Journal of Structural Engineering* no. 122 (3):228-228 - 237.
- Mehrabi, Armin B, P Benson Shing, MP Schuller e JL Noland. 1994. "Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads". *Rep. CU/SR-94* no. 6.
- Moghaddam, H e PATRICK J Dowling. 1988. "Earthquake resistant design of brick infilled frames". *Brick and Block Masonry(8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science* no. 2:774-784.
- Mohamed, H e X Romao. 2018a. "Robust Calibration of Macro-Models for the In-Plane Behavior of Masonry Infilled RC Frames". *Journal of Earthquake Engineering*.
- Mohamed, Hossameldeen Mohamed Ahmed. 2016. "Seismic risk assessment of reinforced concrete frames with masonry infill".

- Mohamed, Hossameldeen e Xavier Romao. 2018b. "Performance analysis of a detailed FE modelling strategy to simulate the behaviour of masonry-infilled RC frames under cyclic loading". *Earthquake and Structures* no. 14 (6):551-565.
- Mohyeddin, Alireza, Helen M. Goldsworthy e Emad F. Gad. 2013a. "FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading". *Engineering Structures* no. 51:73-73-87.
- . 2013b. "Sensitivity Analysis of Nonlinear Behaviour of Infill-Frames Under In-Plane and Out-of-Plane Loading". *Advances in Structural Engineering* no. 16 (10):1729-1729-1748.
- National Centers for Environmental Information. 2003. Damage to an apartment building with a soft first story in Bordj-El-Kiffan city, Algeria.
<http://www.ngdc.noaa.gov/hazardimages/picture/show/1108>.
- Ohsumi, Tsuneo, Yoichi Mukai e Hideo Fujitani. 2016. "Investigation of Damage in and Around Kathmandu Valley Related to the 2015 Gorkha, Nepal Earthquake and Beyond". *Geotechnical and Geological Engineering* no. 34 (4):1223-1245.
- Oliveira, D. V. e P. B. Lourenço. 2004. "Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements". *Computers and Structures* no. 82 (17-19):1451-1451 - 1461.
- Panagiotakos, TB e MN Fardis. 1994. "Proposed nonlinear strut models for infill panels". *Note for the PREC8 network*.
- Paulay, Thomas e MJ Nigel Priestley. 1992. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings".
- Pinto, Artur V e Fabio Taucer. 2006. "Assessment and retrofit of full-scale models of existing RC frames". Em *Advances in earthquake engineering for urban risk reduction*, 353-367. Springer.
- Pires, Felicita. 1990. "Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais". *Specialist Thesis (in Portuguese), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisbon, Portugal*.
- Polyakov, SV. 1956. *Masonry in framed buildings*. Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literaturny postroitel'stva i arkhitektury.
- Pradhan, PM, PL Pradhan e RK Maskey. 2012. "A review on partial infilled frames under lateral loads". *Kathmandu University Journal of Science, Engineering and Technology* no. 8 (1):142-152.
- Romao, X, Costa A, Paupério E, Rodrigues H, Vicente R e Varum H. 2013. "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake". *Engineering Failure Analysis* no. 34:670-692.
- Schierle, GG. 2003. *Northridge earthquake field investigations: Statistical analysis of woodframe damage*. Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.
- Scott, BD, R Park e MJN Priestley. 1982. "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates". Comunicação apresentada em Journal Proceedings.

- Shan, Sidi, Shuang Li, Shiyu Xu e Lili Xie. 2016. "Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls". *Engineering Structures* no. 111:80-92.
- Sigmund, Vladimir e Davorin Penava. 2013. "Assessment of masonry infilled reinforced-concrete frames with openings". *Technical Gazette* no. 20 (3):459-466.
- Stafford Smith, Bryan e C Carter. 1969. "A method of analysis for infilled frames". *Proceedings of the institution of civil engineers* no. 44 (1):31-48.
- Stavridis, Andreas. 2009. *Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls*. University of California, San Diego.
- Stylianidis, KC. 2012. "Experimental investigation of masonry infilled RC frames". *Open Constr Build Technol J* no. 6 (1):194-212.
- Taucer, Fabio, Enrico Spacone e Filip C Filippou. 1991. *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*. Vol. 91: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, California.
- Te-Chang, Liauw e Kwan Kwok-Hung. 1984. "Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames". *Computers & structures* no. 18 (3):551-560.
- Tucker, Charles J. 2007. Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames.
- Varum, Humberto. 2003. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings". *Universidade de Aveiro*.
- Velasquez, C. A., Ginestar, M. H., Jofre, F. R., Oyandanel, H. S. M. e D. H. Jara. 2016. *The World Housing Encyclopedia*.
- Vijaya, S, B Shivakumaraswamy e KV Ravikiran. 2014. "Numerical modeling on behaviour of reinforced concrete exterior beam-column joint retrofitted with externally bonded fiber reinforced polymers (FRP)". *Ijret: International Journal of Research in Engineering and Technology* no. 3:247-252.
- Von Mises, R. 1913. "Mechanics of solid bodies in the plastically-deformable state". *German.) Nachr. Ges. Wiss. Goettingen, Math.-Phys. Kl* no. 1:582-592.
- Xiaohan, Wu e Li Xilin. 1996. "Nonlinear finite element analysis of a reinforced concrete slit shear wall under cyclic loading". *Journal Of Tongji University Natural Science* no. 24 (2).
- Yanev, Peter I e Andrew CT Thompson. 2008. *Peace of Mind in Earthquake Country: How to Save Your Home, Business, and Life*. Chronicle Books.

ANEXOS

A. VALORES DAS “REAL CONSTANTS”

Conforme referido no capítulo 3, as secções transversais das vigas e pilares e respectivas armaduras são representadas de forma conjunta (de acordo com a sua localização real), como apresentado na Fig. A.1, através da opção “Real Constants” disponível no Ansys 14.5. As “Real Constants” para esses elementos em particular estão definidas nas secções seguintes de acordo com as notações definidas no Quadro A.1. O parâmetro *cstif* foi sempre considerado igual a 0.01.

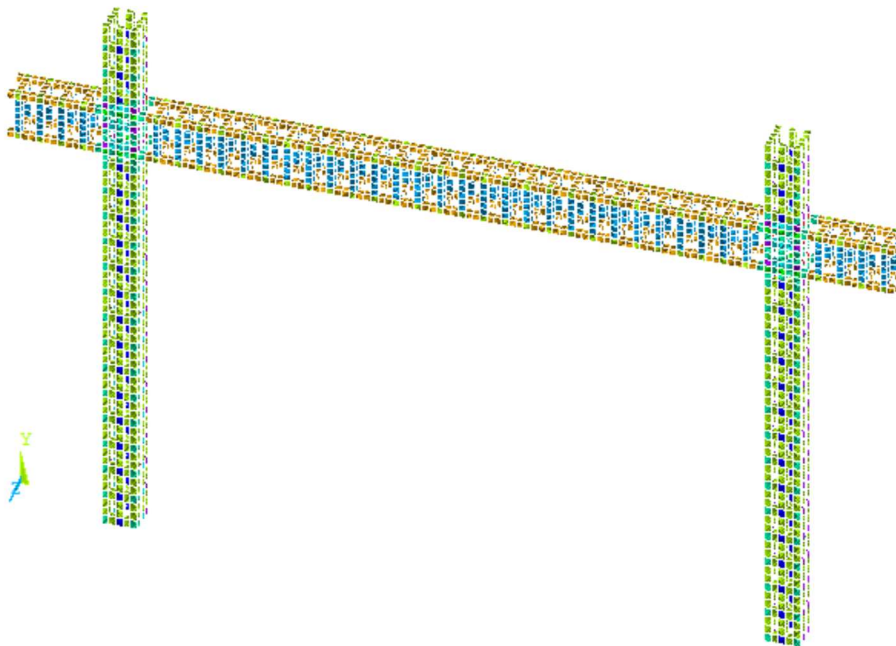


Figura A.1- Representação dos elementos de armadura

Tabela B.1– Notações das “Real Constants”

Notação	Descrição
mat1	O número do material do primeiro varão
vr1	O rácio entre as dimensões do primeiro varão e as dimensões do elemento
theta1	O ângulo de inclinação θ_1 em relação ao plano OXY do primeiro varão
phi1	O ângulo de inclinação ϕ_1 em relação ao plano OXZ do primeiro varão
mat2	O número do material do segundo varão
vr2	O rácio entre as dimensões do segundo varão e as dimensões do elemento
theta2	O ângulo de inclinação θ_2 em relação ao plano OXY do segundo varão
phi2	O ângulo de inclinação ϕ_2 em relação ao plano OXZ do segundo varão
mat3	O número do material do terceiro varão
vr3	O rácio entre as dimensões do terceiro varão e as dimensões do elemento
theta3	O ângulo de inclinação θ_3 em relação ao plano OXY do terceiro varão
phi3	O ângulo de inclinação ϕ_3 em relação ao plano OXZ do terceiro varão
cstif	Fator de multiplicação da rigidez que é utilizada em faces fendilhadas ou elementos esmagados. O valor padrão é 1.0E-6

Nú- mero	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R40	1	0.056	0	0	11	0	90	0	11	0	0	90
R42	1	.0056	0	0	11	0.017	90	0	11	0.017	0	90
R402	1	0.056	0	0	11	0.017	0	90	0	0	0	0
R51	11	0.017	0	90			0	0	0	0	0	0
R15	11	0.017	90	0			0	0	0	0	0	0

Tabela B.4 - "Real Constants" para ligações pila/viga do espécime M2

Nú- mero	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R501	1	0.056	0	0	1	0.056	90	0	0	0	0	0
R440	1	0.056	0	0			0	0	0	0	0	0
R80	1	0.056	0	0	1	0.112	90	0	0	0	0	0
R202	1	0.112	90	0								
R222	11	0.015	0	0	1	0.056	90	0	11	0.015	0	90
R221	11	0.015	0	0	1	0.056	90	0	11	0	90	0
R331	11	0.015	0	0								
R533	11	0.015	0	0	1	0.112	90	0	0	0	0	0
R113	11	0.015	0	90								
R112	1	0.015	90	0	11	0.015	0	90	0	0	0	0

R22	R31	R21	R31	R22
R13				R13
R12				R12
R13				R13
R22	R31	R21	R31	R22

a) Para o pilar

R42	R51	R402	R51	R42
R15				R15
R15				R15
R15				R15
R15				R15
R15				R15
R42	R51	R402	R51	R42

b) Para a viga

Figura A.3 - "Real Constants" do espécime M2

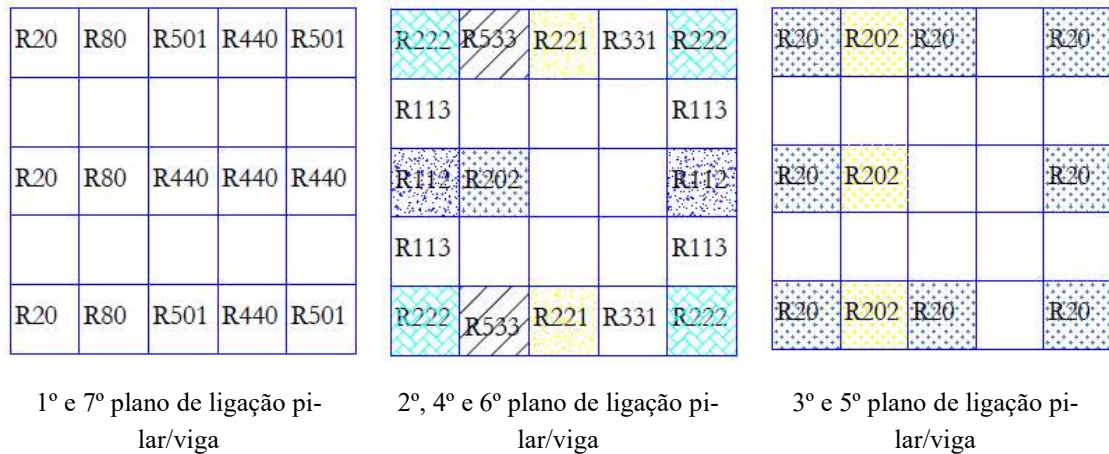


Figura A.4 – “Real Constants” do espécime M2 para a ligação pilar/viga da esquerda

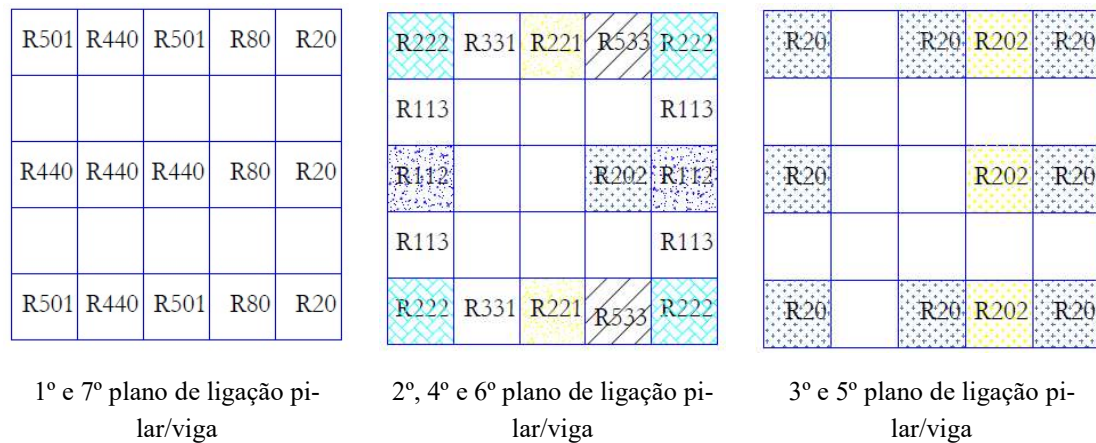


Figura A.5 – “Real Constants” do espécime M2 para a ligação pilar/viga da direita

Igualmente, na Fig. A.6 apresenta-se a configuração do pórtico de BA do espécime S. Os pilares são constituídos por elementos de igual geometria com dimensões no plano de 30*30 mm² e 34.8 mm de altura. As dimensões dos elementos da viga são 40*25*25* mm³ para os elementos centrais e 25*40*37.5 mm³ para os elementos do primeiro e último plano horizontal da viga. As ligações entre pilar e viga foram dimensionadas de forma a serem compatíveis com as dimensões dos elementos dos pilares e da viga de forma a receber a armadura de conexão. Nos quadros A.5, A.6 e A.7 são apresentadas as “Real Constants” atribuídas aos pilares, às vigas e às ligações entre pilar e viga, respetivamente, para o pórtico de BA do espécime S, sendo as localizações dessas “Real Constants” nas secções dos pilares, das vigas e das ligações pilar/viga da esquerda e da esquerda representadas da Fig. A.3, à Fig. A.9, respetivamente.

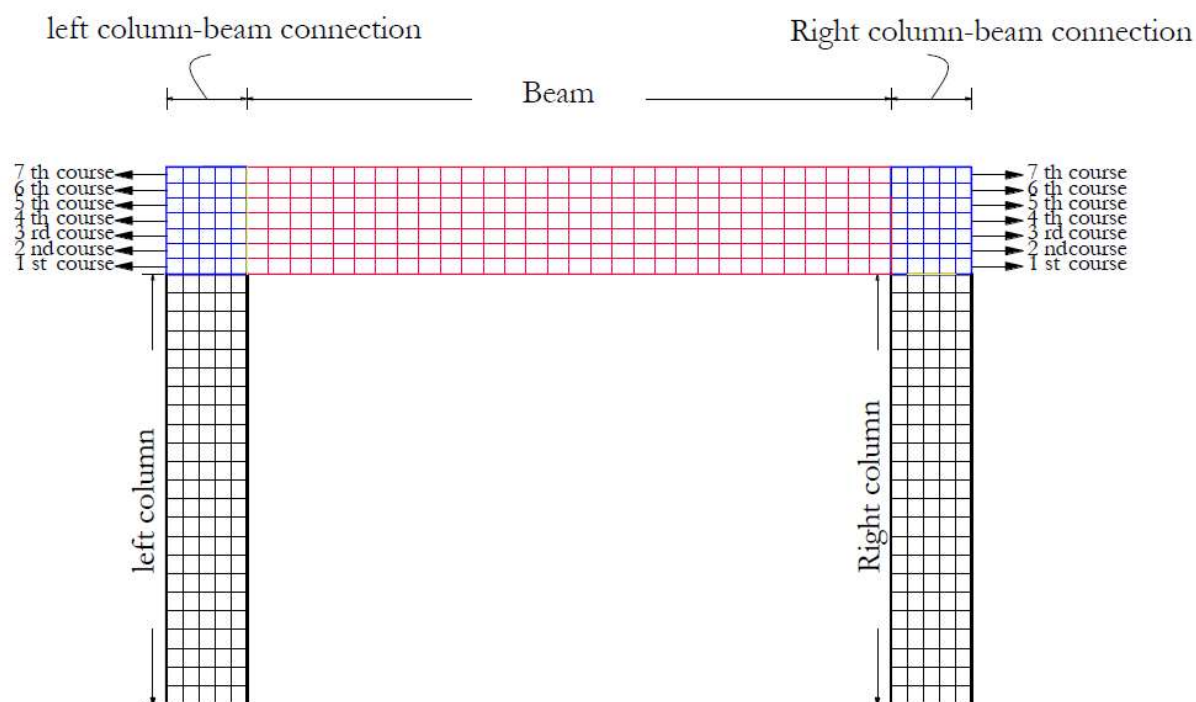


Figura A.6 - Descrição geral do pórtico de betão armado do espécime S, ilustrando as diferentes partes das "Real Constants" do espécime

Tabela B.5 - Real Constants para os pilares do espécime S

Nú- mero	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R22	11	0.008	0	0	1	0.033	90	0	11	0.007	0	90
R31	11	0.008	0	0			0	0	0	0	0	0
R21	11	0.008	0	0	1	0.033	90	0	0	0	0	0
R13	11	0.007	0	90			0	0	0	0	0	0
R12	11	0.007	0	90	1	0.041	90	0	0	0	0	0

Tabela B.6 - Real Constants para a viga do espécime S

Nú- mero	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R42	1	0.041	0	0	11	0.009	90	0	11	0.006	0	90
R51	11	0.006	0	90	0	0	0	0	0	0	0	0
R402	1	0.041	0	0	11	0.006	0	90	0	0	0	0
R15	11	0.009	90	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R105	1	0.044	0	0	11	0.009	90	0	0	0	0	0

Tabela B.7 - Real Constants para ligação pilar/viga do espécime S

Nú- mero	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R440	1	0.041	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R44	1	0.044	0	0			0	0	0	0	0	0
R400	1	0.041	0	0	11	0.008	0	90	0	0	0	0
R40	1	0.044	0	0	11	0.008	0	90	0	0	0	0
R112	1	0.041	0	0	1	0.041	90	0	11	0.008	0	90

R22	R31	R21	R31	R22
R13				R13
R13				R13
R12				R12
R13				R13
R13				R13
R22	R31	R21	R31	R22

a) Para o pilar

R42	R51	R402	R51	R42
R15				R15
R15				R15
R105				R105
R15				R15
R15				R15
R42	R51	R402	R51	R42

b) Para a viga

Figura A.7 - "Real Constants" do espécime S

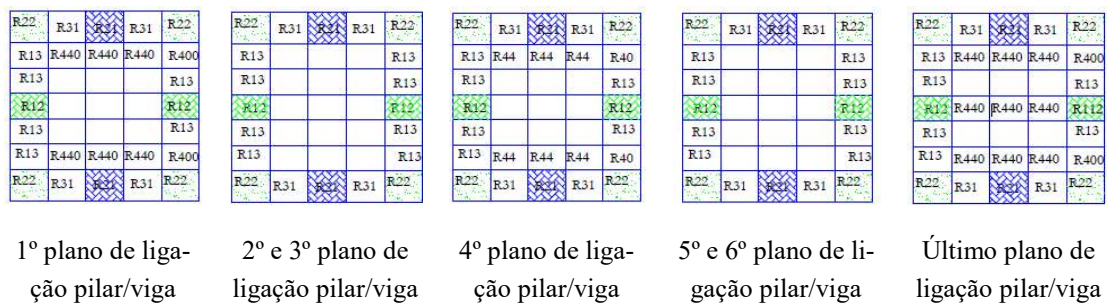


Figura A.8 – "Real Constants" do espécime S para a ligação pilar/viga da esquerda

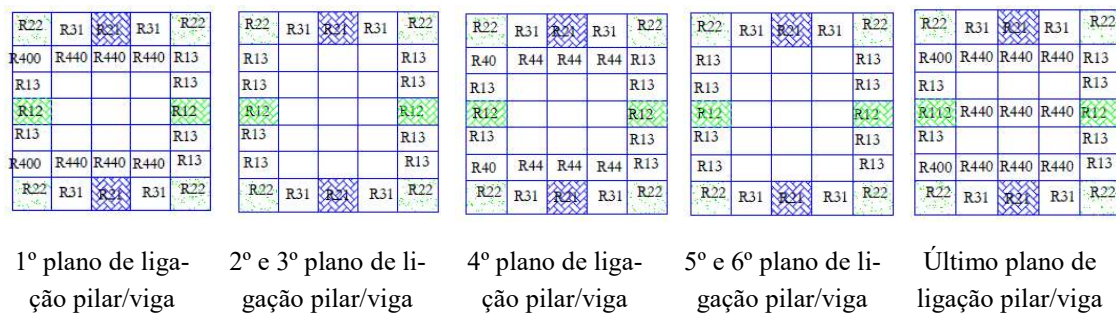


Figura A.9 – "Real Constants" do espécime S para a ligação pilar/viga da direita

B. “REAL CONSTANTS” E “KEY OPTIONS” PARA ELEMENTOS DE INTERFACE

A definição dos elementos de interface no ANSYS envolve um conjunto de opções (Real Constants e Key Options). Neste anexo são apresentados as “Real Constants” e as “Key Options” utilizadas para a definição dos elementos de interface. O Quadro B.1 e o Quadro B.2 apresentam as “Real Constants” e as “Key Option”, respetivamente, para o elemento de interface CONTA174. Cada “Key Option” tem diversas opções, de forma a que o usuário possa adaptar o comportamento do elemento de interface ao problema estrutural a analisar. As opções destacadas a representam as opções consideradas analisados nesta dissertação.

Tabela B.1- Real Constants do elemento de interface CONTA174

Número	Nome	Descrição
1	R1	Target radius for cylinder, cone, or sphere
2	R2	Target radius at second node of cone
3	FKN	Normal penalty stiffness factor
4	FTOLN	Penetration tolerance facctor
5	ICONT	Inicial contact closure
6	PINB	Pinball region
7	PMAX	Upper limito´f initial allowable penetration
8	PMIN	Lower limit of initial allowable penetration
9	TAUMAX	Maximum friction stress
10	CNOF	Contact surface offset
11	FKOP	Contact opening stiffness
12	FKT	Tangent penalty stiffness factor
13	COHE	Contact cohesion

Tabela B.2 - Key Option para o elemento de interface CONTA174

Número	Descrição	Opções disponíveis
1	Selection of degree of freedom	0 - UX, UY, UZ 1 - UX, UY, UZ, TEMP 2 - TEMP 3 - UX, UY, UZ, TEMP, VOLT 4 - TEMP, VOLT 5 - UX, UY, UZ, VOLT 6 - VOLT 7 - MAG
2	Contact algorithm:	0 - Augmented Lagrangian (default) 1 - Penalty function 2 - Multipoint constraint (MPC) 3 - Lagrange multiplier on contact normal and penalty on tangent 4 - Pure Lagrange multiplier on contact normal and tangent
4	Location of contact detection point:	0 - On Gauss point (for general cases) 1 - On nodal point - normal from contact surface 2 - On nodal point - normal to target surface 3 - On nodal point - normal from contact surface (projection-based method)
5	CNOF/ICONT Automated adjustment:	0 - No automated adjustment 1 - Close gap with auto CNOF 2 - Reduce penetration with auto CNOF 3 - Close gap/reduce penetration with auto CNOF 4 -- Auto ICONT
6	Contact stiffness variation	0 - Use default range for stiffness updating 1 - Make a nominal refinement to the allowable stiffness range 2 - Make an aggressive refinement to the allowable stiffness range
7	Element level time incrementation control / impact constraints:	0 - No control 1 - Automatic bisection of increment 2 - Change in contact predictions made to maintain a reasonable time/load increment 3 - Change in contact predictions made to achieve the minimum time/load increment whenever a change in contact status occurs 4 - Use impact constraints for standard or rough contact (KEYOPT(12) = 0 or 1) in a transient dynamic analysis with automatic adjustment of time increments
8	Asymmetric contact selection:	0 - No action 2 - ANSYS internally selects which asymmetric contact pair is used at the solution stage (used only when symmetry contact is defined).
9	Effect of initial penetration or gap:	0 - Include both initial geometrical penetration or gap and offset 1 - Exclude both initial geometrical penetration or gap and offset 2 - Include both initial geometrical penetration or gap and offset, but with ramped effects 3 - Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap) 4 - Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap), but with ramped effects 5 - Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap) regardless of the initial contact status (near-field or closed) 6 - Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap), but with ramped effects regardless of the initial contact status (near-field or closed)
10	Contact stiffness update:	0 - Each load step if FKN is redefined during load step (pair based). 2 - Each iteration based on current mean stress of underlying elements (pair based)
11	Shell thickness effect:	0 - Exclude 1 - Include
12	Behavior of contact surface:	0 - Standard 1 - Rough 2 - No separation (sliding permitted) 3 - Bonded 4 - No separation (always) 5 - Bonded (always) 6 - Bonded (initial contact)

